

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : matériaux et structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+09) a usage d'habitation et
de service contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Encadré par :

M^r. CHELOUAH

Présenté par:

M^r. SWEITI Ahmed
M^r. TAZARAT Soufyane

Jury :

1.
2.

Promotion 2015 - 2016

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde Gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions le dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour à terme ce travail.

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M^r CHALOUAH notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.

Aux membres de jury, qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Soufyane et

Ahmed

Dédicaces

Je dédie ce travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À mon cher frère Dr Iyad et sa conjointe Dr Belal Samira et leurs enfants bien aimer Yara et Youcef.

À mon cher frère Dr Mohamed et sa conjointe Walaa leur cher fils bien aimer Yamen.

À ma chère sœur Iman et son mari favez et leurs enfants bien aimer Maha, Mahdi et Yahia..

À ma chère sœur Suzanne et son mari Khaledoun.

À tous mes amis sans exception sur tout Yahia, Bilal, Samir ,Djamal et Hilal (LAYLAY) qui mon aidé à faire ce travail.

À mon ami et mon frère Bensoula Salim

À mon ami d'enfance Kouche Rabah (vivitch)

À mon ami et mon petit frère Taleb Yahia

À mes chers Amis et copains de chambre (B101) Hamza Cherif V.

A mon amie d'enfance, ma chère sœur Samira.

A mes voisins et amis d'enfance du quartier sur tout l'équipe Zola.

A l'équipe aboudaou Dai Houas Sadi et abdelah Walid.....

Aux camarades de 1000 lits.

En fin, je remercie mon ami mon binôme Tazarat Soufyane qui a contribué à la réalisation de ce travail.

Sweiti Ahmed.

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Généralités :

I.1. introduction.	02
I.2. Présentation de l'ouvrage.	02
I.3. implantation de l'ouvrage.	02
I.4. caractéristiques de l'ouvrage.	02
I.5. hypothèses de calcul aux états limites.	04
I.6. Actions et sollicitations.	05
I.7. règlements et normes utilisés.	05

Chapitre II : Pré dimensionnement :

II.1. Introduction.	08
II.2. Pré dimensionnement.	08
II.3. Descente de charge.	19
II.4. calcul du poids des éléments.	20
II.5. Conclusion.	29

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

III.1. Introduction.	30
III.2. calcul des planchers.	30
III.3. Les escaliers.	67
III.4. poutre palière.	72
III.5. Calcul des chaînages.	78
III.6. L'acrotère.	80
III.7. Etude de l'ascenseur.	87

Chapitre IV : Etude dynamique :

IV.1. Introduction.	101
IV.2. Méthodes de calcul.	101
IV.3. Disposition des voiles.	105
IV.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	106
IV.5. Conclusion.	105

Sommaire

Chapitre V : Etude des éléments principaux :

V.1. Introduction.	114
V.2. Etude des poteaux.	114
V.3. Etude des poutres.	123
V.4. Etude des voiles.	130
V.5. Conclusion.	136

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

Introduction.	137
VI.1. Choix de type des fondations	
Erreur ! Signet non défini.	
VI.2. combinaisons d'actions considérer	137
VI.3. Etudes des fondatios	137
VI.4.colon ballastées	142
VI.5.Ferrailage du radier	145
Conclusion générale.	
Bibliographie.	
Annexes.	

Liste de tableau

Tableau I-1 : caractéristique du béton.....	3
Tableau.I.2 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances.....	4
Tableau II-1: Evaluation des charges et surcharges des planchers	12
Tableau II-2 : récapitulation de l'escalier	14
Tableau II-3 : Evaluation des charges et surcharge de la volée I et II	15
Tableau II-4:Evaluation des charges et surcharge du palier	16
Tableau II-5:Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère.....	16
Tableau II-6:Evaluation des charges des murs extérieurs	17
Tableau II-7 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.....	17
Tableau II-8 : Evaluation des charges des voiles	19
Tableau II-9 : sections préalables des poteaux.....	20
Tableau. II-10 : poids des éléments :	20
Tableau. II-11 : Descente de charges pour le poteau A :	23
Tableau. II-12 : Poids des éléments :	24
Tableau. II-13 : Descente de charges pour le poteau B :	28
Tableau II-14 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	28
Tableau II-15 : Vérification des poteaux au flambement.....	29
Tableau II-16 : Dimensions des éléments structuraux	29
Tableau III-1 : Les différents types de poutrelles	31
Tableau III-2 : Evaluation des charges et surcharges sur les poutrelles :.....	31
Tableau III-3 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage service. +Terrace accessible.....	41
Tableau III-4 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'EIS pour le plancher étage courant+RDC	42
Tableau III-5 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'EIS pour le plancher terrasse inaccessible.....	43

Liste de tableau

Tableau III-6 : Ferrailage des poutrelles de différent plancher.....	46
Tableau III-7: Vérification des contraintes dans le béton.	50
Tableau III-8 : schéma de ferrailage des poutrelles.	54
Tableau III-9 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_X).	58
Tableau III-10 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_Y).	58
Tableau III-11 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.	59
Tableau III-12 : évaluation de la flèche dans la dalle sur quatre appuis dans le sens X-X.....	60
Tableau III-13 : évaluation de la flèche dans la dalle sur quatre appuis dans le sens Y-Y.....	60
Tableau III-14:ferrailage de la dalle sur trois appuis.	62
Tableau III-15:Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.	63
Tableau III-16 : évaluation de la flèche dans la dalle sur trois appuis dans le sens X-X.....	64
Tableau III-17 : évaluation de la flèche dans la dalle sur trois appuis dans le sens Y-Y.....	64
Tableau III-18:ferrailage de la dalle sur trois appuis.	66
Tableau III-19:Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.	67
Tableau III.20.Tableau de ferrailage de la volée.....	70
Tableau III.21.Vérification de la contrainte dans le béton.....	71
Tableau III.22.Evaluation de la flèche de la volée.....	72
Tableau III.23 :calcul des sections de Ferrailage en travée.....	73
Tableau III.24 :calcul des sections de Ferrailage aux appuis.....	74
Tableau III.25 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.....	76
Tableau III.26 : Section d'armature en travée et aux appuis.....	76
Tableau III.27 : Vérification des contraintes en travée.....	76
Tableau III.28 : Vérification des contraintes aux appuis.....	77
Tableau III.29 : Ferrailage de la poutre de chainage.....	79
Tableau III.30 : Vérification des contraintes dans la poutre de chainage.....	79
Tableau III-31. : Charges et surcharges.	81
Tableau III. 32 : Différentes combinaisons à utiliser.	82

Liste de tableau

Tableau III.33: section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	90
Tableau III.34:vérification des contraintes.....	92
Tableau III.35:ferrailage de la dalle de la salle des machines :.....	94
Tableau III.36:vérification des contraintes.....	97
Tableau IV-1: Valeurs des pénalités Q.	103
Tableau IV-2: Poids total de la structure.....	104
Tableau IV-3 : Période de vibration et taux de participation massique.	106
Tableau IV-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	109
Tableau IV-5 : Vérification de l'interaction sous charges verticale.	109
Tableau IV-6 : dimension des poteaux et voiles.	110
Tableau IV-7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale.	110
Tableau IV-8 : Vérification de l'effort normal réduit.	111
Tableau IV-9 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y.	112
Tableau IV-10 : Vérification à L'effet P- Δ	113
Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	115
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	116
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	116
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux	117
Tableau V-5 : Vérification du flambement des poteaux	118
Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton	119
Tableau V-7: Vérification des contraintes tangentielles.	120
Tableau V-8: Zones nodales dans les poteaux	121
Tableau V-9 : ferrailage des différents poteaux.....	121
Tableau V-10 : Armatures longitudinales des poutres.....	124
Tableau V-11 : Vérification de la section minimale.	125
Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles.	125

Liste de tableau

Tableau V-13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	126
Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux	126
Tableau V.15 : Moments résistant dans les poutres	127
Tableau V.16 : Vérification des zones nodales	127
Tableau V.17 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	128
Tableau V.18: Vérification de la flèche pour les poutres.....	129
Tableau V.19 : ferrailage des poutres	129
Tableau V.20 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens X-X.	132
Tableau V.21 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens YY.....	133
Tableau V.22 : ferrailage des voiles $V_x=0,8$	133
Tableau V.23 : ferrailage des voiles $V_x=1,7$	134
Tableau V.24 : ferrailage des voiles $V_y=1,7$ (1).....	134
Tableau V.25 : ferrailage des voiles $V_y=1,7$ (2).....	135
Tableau V.26 : ferrailage des voiles $V_y=1,8$	135
Tableau V.27 : ferrailage des voiles $V_y=2,05$	136
Tableau V.28 : schéma de ferrailage de voile V_x1	137
Tableau VI.1 : ferrailage de la dalle du radier.....	146
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes	147
Tableau VI.3 : ferrailage de la dalle du radier à l'ELS.	148
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes	148
Tableau VI.5: Résumé des résultats.	150
Tableau VI.6. Charges transmises aux nervures longitudinales.....	151
Tableau VI.7. Charges transmises aux nervures transversales.....	151
Tableau VI.8 : ferrailage des nervures.	152
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans les nervures.	153
Tableau VI.10 : résumé des résultats de ferrailage a l'ELS de la nervure.	153

Liste de tableau

Tableau VI.11: vérification des contraintes	153
Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures.....	153

Listes de figures

Figure II.1 : disposition des poutrelles.....	7
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.....	10
Figure II.3 : schéma de la dalle pleine sur trois appuis D_1	11
Figure II.4 : schéma de la dalle pleine sur trois appuis D_2	11
Figure II.5 : schéma de la dalle pleine sur trois appuis D_3	12
Figure II.6 : schéma de la dalle pleine sur trois appuis D_4	12
Figure II.7 : escalier à deux volées contrariées avec palier de repos type 1.....	13
Figure II.8 : Escalier à deux volées en acier. type 2.....	13
Figure II.9 : Escalier à une volée en bois type 3.....	14
Figure II.10:Schémas de l'acrotère.....	16
Figure II.11 : schéma de descente charge.....	19
Figure. II.12 : Schéma de la surface afférente de Poteau « A ».....	20
Figure. II.13 : Schéma de la surface afférente de Poteau « B ».....	23
Figure. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	33
Figure.III.2.Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	33
Figure. III.3.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	34
Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.....	34
Figure III.5:Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	55
Figure III.6 : Panneau D_1	55
Figure III.8:Panneau D_2	61
Figure.III.9.schéma de ferrailage de la dalle D_2 sur trois appuis.....	64
Figure III.10:Panneau D_2	65
Figure.III.11.schéma de ferrailage de la dalle D_3 sur trois appuis.....	67
Figure.III.7.schéma de ferrailage dalle sur quatre appuis.....	67
Figure. III.12.Schéma Statique de la 2eme volée.....	68
Figure.III.13. Schéma de ferrailage d'escalier type 1.....	72
Figure III.14 : Section considérée dans le calcul de torsion.....	75
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	77
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	80
Figure.III.17: Sollicitation sur l'acrotère.....	82

Listes de figures

Figure III.18:Section à ferrailer.....	83
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	87
Figure.III.20 : dalle de la cage d'ascenseur.....	88
Figure III.21: la surface d'impact.....	93
Figure III.22: vue en coupe du ferrailage de la dalle	98
Figure III.23: schéma du ferrailage de la dalle	98
Figure IV-1 : Spectre de réponse.....	105
Figure IV-2 : Disposition des voiles.....	106
Figure IV-3 : 1 ^{er} Mode de vibration (T=0.853s translation suivant X).....	107
Figure IV-4 : 2 ^{eme} Mode de vibration (T=0.794s translation suivant Y).....	108
Figure IV-5 : 3 ^{eme} Mode de vibration (T=0.717s rotation autour de L'Axe Z).....	109
Figure. V.1 : Zone no.....	93
Fig V.2. Section d'un poteau.....	97
Figure V.3 : La zone nodale.....	105
Figure V.4 : Schéma d'un voile pleine	111
Figure VI.2 : Coupe P-P'	138
Figure VI .1 : Vue en plan de la semelle.....	138
Figure VI .3 :Semelle filante.....	138
Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	140
Figure VI.5 Schéma de réalisation des colonnes ballastées (1) par voix humide (2) par voix sèche.....	143
Figure VI.6 définition du facteur d'amélioration de base β_0 (Priebe 1995).....	143
Figure VI.7 : Dalle sur quatre appuis.....	145
Figure VI.8 : schéma de ferrailage du radier (coupe 1-1)F.....	148
Figure.VI.9 : Schéma statique du débord.....	149
Figure.VI.10.Charges transmises aux nervures longitudinales.....	150
Figure.VI.11.Charges transmises aux nervures transversales.....	151
Figure.VI.12: Section à ferrailer.....	151

Listes de figures

NOTATIONS

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B , b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d , E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q .

f_{gv} : la flèche correspondant à v .

f_t : la flèche totale.

$f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{ci} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

b : Contrainte de compression du béton.

s : Contrainte de compression dans l'acier

: Coefficient de poison

: Contrainte normale.

j : Contrainte correspondant à j.

g : Contrainte correspondant à g.

q : Contrainte correspondant à q.

w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

b : coefficient de sécurité.

s : coefficient de sécurité.

$\{\$: Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

γ : Facteur d'amortissement.

S : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

i : Coefficient instantané.

v : Coefficient différé.

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs de ce domaine s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions générales.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de génie civil.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment de 9 étages avec un RDC, situé à **SIDI ALI ELBHAR de BEJAIA**.

Le présent travail est organisé en (06) chapitres présentés comme suit :

- Le premier chapitre fait l'objet d'une présentation de l'ouvrage et hypothèse du calcul.
- Le deuxième chapitre concerne la détermination de charges et pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre est destiné à l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre est destiné à l'étude dynamique en utilisant le logiciel SAP2000 V 14.
- Le cinquième chapitre est consacré au calcul des éléments principaux de la structure.
- Le sixième chapitre est consacré à l'étude de sol et des fondations.

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée pour l'usage service (9^{ème} étage) et d'habitation (RDC+étage courant), elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**

I.3. Implantation de l'ouvrage :

L'assiette du projet se trouve dans le lieu dit SIDI ALI LEBHER.

D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I. 4. Caractéristiques de l'ouvrage :

I. 4. 1. Caractéristiques géométrique :

Les dimensions du bâtiment sont :

- La hauteur totale **31.62m**
- La largeur **13,23m**
- La longueur **21,56m**
- La hauteur du rez-de-chaussée.....**4.08m**
- La hauteur des étages..... **3.06m**

I. 4. 2. Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le sol de notre site est constitué de faible a moyenne portance.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 0.95 \text{ bars}$. (**Annexe I**)
- L'ancrage minimal des fondations : **D=3.5 m**

I. 4. 3. Elément secondaires :

- **Plancher** : Dans notre projet nous avons adopté des planchers à corps creux pour tous les étages et des planchers à dalle pleine pour les balcons, la dalle d'ascenseur.
- **Escalier** : Dans notre projet nous avons adopté à trois types d'escalier :
 - Escalier principale en béton armé.
 - Escalier à une volée en bois entre le **8^{ème}** et le **9^{ème}** étage.
 - Escalier à deux volées en acier entre **9^{ème}** étage la terrasse inaccessible.

- **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- **Maçonnerie utilisés :**
 - Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une lame d'aire de 5cm.
 - Les murs intérieurs sont réalisés de cloison de 15cm/10cm, séparés d'une lame d'aire de 5cm pour les séparations entre les logements, en simples cloisons de briques creuses de 10cm pour la séparation des espaces
- **L'acrotère :** C'est un élément encastré dans le plancher terrasse accessible qui va servir comme garde de corps et empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

I. 4.3. Caractéristique structurales :

Ossature : En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

I. 4.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de notre projet seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

➤ Le béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28})

Quelque données sur le béton utilisée sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : caractéristique du béton

F_{c28}(MPa)	25,0	
F_{t28}(MPa)	2,1	
E_i 28(MPa)	32164,2	
E_{v28}(MPa)	10818,86	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,5
σ_{bc} service (MPa)	15,0	
τ_u (MPa) : Situation durable	Fissuration peu nuisible	3,33
	Fissuration préjudiciable	2,5
Coefficient de poisson	Etats limites ultime	0
	Etat limites de service	0.2

Dosage en ciment (kg/m³)	350
--	-----

➤ **L'acier**

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. I.2 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)	E(MPa)
Rond lisse	Armature transversales	feE 235	Ø6 et Ø8	215	2,1*10 ⁵
Barre à haute adhérence	Armature longitudinales	feE400	T ≥ 10	400	2,1*10 ⁵
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520	2,1*10 ⁵

I.5. Hypothèses de calcul aux états limites

I.5.1. Etat limite ultime (ELU)

Sont des états qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, ils sont relatifs à la stabilité de la structure et à la résistance des matériaux utilisées.

Il existe trois états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.5.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton

I.6. Actions et sollicitations :

I. 6.1. Les actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

I. 6.1.1. Les Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps.

Elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.

I. 6.1.2. Les Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps elles correspondent aux :

- Surcharge d'exploitation.
- Action de la température, du retrait... etc.
- Charges appliquées aux cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).

I. 6.1.3. Les Actions accidentelles (E)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, avalanches,.....etc.

I.6.2. Les sollicitations

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsion).

I.7. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises En vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

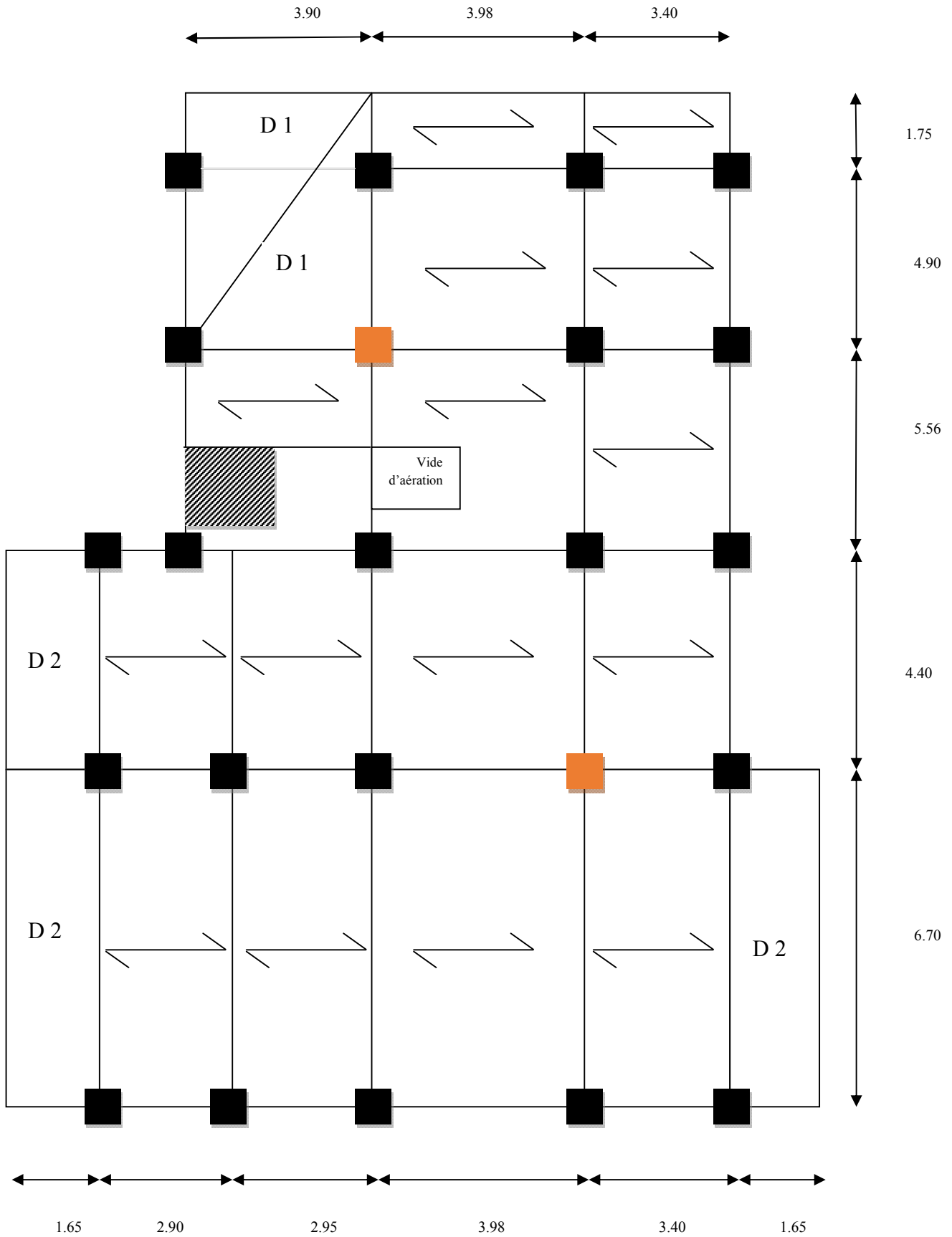


Figure II.1 : disposition des poutrelles.

II.1. Introduction :

Les dimensions des éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations →

II.2 : pré dimensionnement des éléments :

On commence par la disposition des poutrelles pour repérer les poutres principales et secondaires.

❖ Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée:** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité:** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

II.2.1. Les poutres

- **Condition de flèche**

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Selon le BAEL91}$$

Avec L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **Les conditions du RPA 99**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

II.2.1.1. Les poutres principales

On suppose des poteaux de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

On a L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 670 - 40 = 630 \text{ cm}$)

Donc,
$$\frac{630}{15} \leq h_p \leq \frac{630}{10} \Rightarrow 42 \text{ cm} \leq h_p \leq 63 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 50 \text{ cm} \\ b_p = 40 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

- **Vérification des conditions du RPA :**

- $b_p = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_p = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.25 < 4$, vérifiée.

II.2.1.2. Poutres secondaires

On a L_{max} = portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 4.40 - 40 = 400 \text{ cm}$)

Donc,
$$\frac{400}{15} \leq h_s \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h_s \leq 40 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

- **Vérification des conditions du RPA :**

- $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$, vérifiée.

Poutres principales : $b \times h = (40, 50) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30, 35) \text{ cm}^2$

II.2.2. Planchers

II.2.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Selon les règles du **CBA93** la hauteur h_t d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : Hauteur total du plancher.

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 4 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22.5}$$

Donc $h_t \geq 17.78 \text{ cm}$

Alors : on opte pour un plancher [16 + 4], $\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

✓ Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments du plancher reposant sur les poutres pour transmettre les charges et surcharges à ces dernières.

La longueur de la table de compression (b) est donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

h_t : Hauteur du plancher

b : Largeur de la table de compression.

L_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : La distance maximale entre nus d'appuis des poutres Secondaires.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

$$b_1 \leq \text{min} \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 12) \Rightarrow \quad \mathbf{b_0 = 12 \text{ cm}}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 4 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \text{min} (26,5; 20) \text{ cm} \Rightarrow b_1 \leq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq 20 \Rightarrow \quad \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

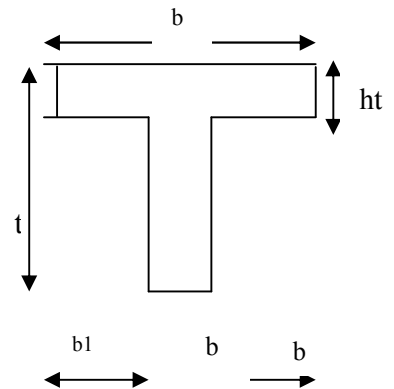


Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle

II.2.2.2. Dalle pleine

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un ou deux appuis : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ si $\rho \geq 0.4$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ si $\rho < 0.4$

L_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

➤ Dalle reposant sur trois appuis : (balcon D_1)

$$L_x=160 \text{ cm} \quad L_y=350 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$\Rightarrow 3.55 \leq e \leq 4$$

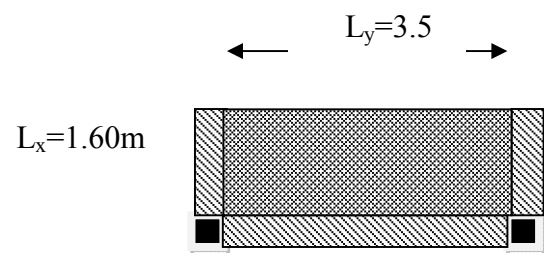


Figure II.3 : schéma de la dalle pleine sur trois appuis D_1

$$L_x=145 \text{ cm} \quad L_y=630 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{145}{35} \leq e \leq \frac{145}{30}$$

$$\Rightarrow 3.22 \leq e \leq 3.62$$

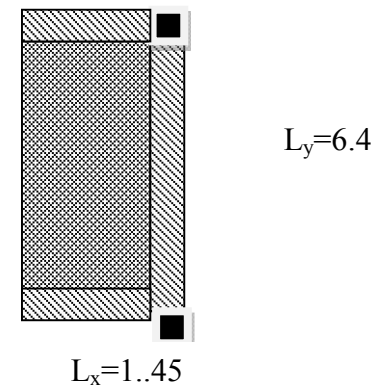


Figure II.4 : schéma de la dalle pleine sur trois appuis D_2 .

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

➤ **Dalle reposant sur deux appuis** : la dalle en face de l'ascenseur

$$L_x=170 \text{ cm} \quad L_y=1.85 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{170}{20} = 8.5$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est ($e = 12 \text{ cm}$).

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

$$L_x=1.70\text{m}$$

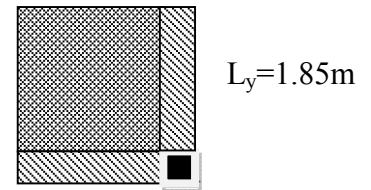


Figure II.5 : Panneau D₃

➤ **Dalle reposant sur quatre appuis** : la dalle de la terrasse CE (D₃)

$$L_x=350 \text{ cm} \quad L_y=460 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{460} = 0.77 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 7.78 \leq e \leq 8.75$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est ($e = 12 \text{ cm}$).

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

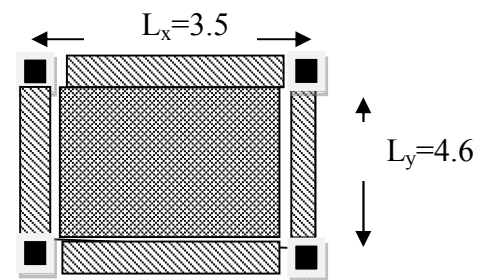


Figure II.6 : schéma de la dalle pleine sur trois appuis

II.1.2.3. Evaluation des charges et surcharges des planchers

Tableau II-1: Evaluation des charges et surcharges des planchers

Désignation	Densité (kN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)				
			Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	Etage service	Balcon
Protection en gravier	20	5	1	/	/	/	/
Multicouche d'étanchéité	/	2	0.12	0.12	/	/	/
Isolation thermique	4	4	0.16	0.16	/	/	/
Forme de pente	22	5	1.1	1.1	/	/	/
Revêtement en carrelage	20	2	/	0.4	0.4	0.4	0.4
Mortier de pose	20	2	/	0.4	0.4	0.4	0.4
Plancher corps creux	/	20	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
Dalle pleine	25	12	3	3	3	3	3
Enduit en mortier	18	1.5	0.27	/	/	/	0.27
Enduit en plâtre	10	2	/	0.2	0.2	0.2	/

Lit de sable	18	2	/	/	0.36	0.36	0.36
Cloison double	/	10	/	/	0.9	0.9	0.9
ΣG avec corps creux			5.50	5.23	5.11	5.11	5.18
ΣG avec dalle plein			5.65	5.38	5.26	5.26	5.33
Q			1	1.5	1.5	2.5	3.5

II.2.3.Escaliers

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Dans notre cas on va s'intéresser seulement à l'escalier principal en BA. On a deux types :

Type 1 : escalier a deux volées contrariées avec palier de repos.

H=1.53m L=2.42m

g=30cm h=16cm

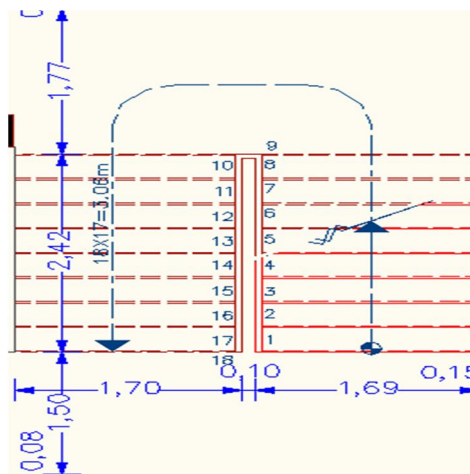


Figure II.7 : escalier a deux volées contrariées avec palier de repos type1

Type 2:Escalier à deux volées en acier.

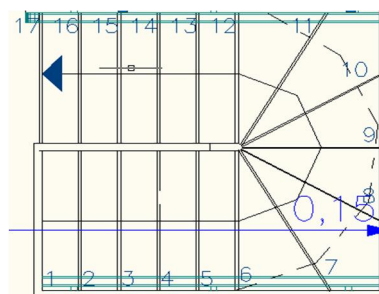


Figure II.8 : Escalier à deux volées en acier. type 2.

Type 3: Escalier à une volée en bois.

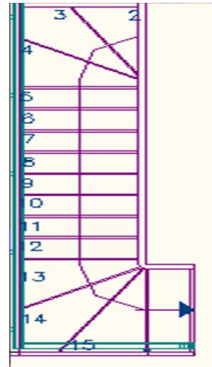


Figure II.9 : Escalier à une volée en bois type 3.

II.2.3.1. Epaisseur de la paillasse

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante :

$$L_0/30 \leq e \leq L_0/20$$

$$L_v = (L^2 + H^2)^{1/2} = (2.42^2 + 1.53^2)^{1/2} = 2.86 \text{ m}$$

$$L_0 = L_v + L_p = 2.86 + 1.75 = 4.61 \text{ m}$$

$$461/30 \leq e \leq 461/20 \Rightarrow 15.36 \leq e \leq 23.05 \text{ cm}$$

Donc : **e=17cm**

II.2.3.2. Poids de la paillasse

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \quad G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha}$$

Tableau II-2 : récapitulation de l'escalier

H (m)	L (m)	α(°)	e (cm)	G (kn/m ²)
1.53	2.42	32.30	17	5.02
1.02	1.95	27.61	17	4.79

II.1.3.3. Evaluation des charges et surcharge de l'escalier

Tableau II-3 : Evaluation des charges et surcharge de la volée I et II

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage : horizontal	20	2	0.4
Carrelage : vertical	20	e*h/g=1.1	0.22
Mortier de pose h	20	2	0.4
Mortier de pose v	20	1.1	0.22
Marche	22	h/2=8	1.76
Paillasse	25	e/cos(α)= 20.11	5.02
Enduit en plâtre	10	2.37	0.237
			G_v=8.25KN/m²
			Q_v=2.5 KN/m²

Tableau II-4: Evaluation des charges et surcharge du palier

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4
La dalle	25	17	4.25
Lit de sable	18	2	0.36
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G_p=5.61KN/m²
			Q_p=2.5 KN/m²

II.1.4. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé.

Dans notre structure on a un seul type d'acrotère pour la terrasse accessible (R+9).

On prend $H=80\text{cm}$

$S=0.1285\text{ m}^2$ $G=3.21\text{ kn/ml}$

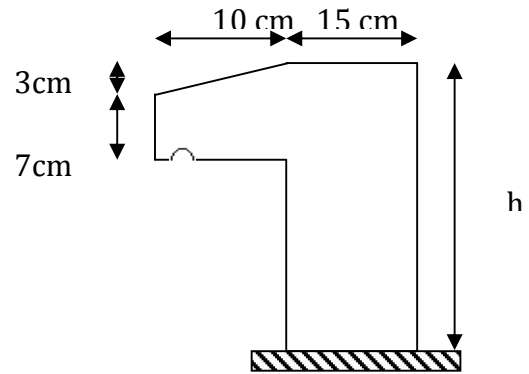


Figure II.10: Schémas de l'acrotère

Tableau II-5: Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère

Désignation	Surface (m ²)	e (cm)	Poids (KN/ml)
Acrotère	0.1735	15	3.21
Enduit en ciment intérieur	/	2	0.36
Enduit en ciment extérieur	/	2	0.40
			G=3.97KN/ml
			Q=1 KN/ml

Tableau II-6: Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Brique creuses	/	10	0.9
Lame d'air	/	5	/
Brique creuses	/	15	1.30
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G=2.67KN/m²

II.2.5. Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du **RPA99** suivantes :

- $e \geq 15$ cm..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Tableau II-7 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.

Nature d'étage	h_e (m)	$e \geq h_e / 20$ (cm)
RDC	$4.08 - 0.25 = 3.83$	$e \geq 19.15$
1 ^{ère} au 9 ^{ème} étage	$3.06 - 0.25 = 2.81$	$e \geq 14.05$

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons:

e=20cm Pour RDC.

e=15 cm Pour les autres étages.

Tableau II-8 : Evaluation des charges des voiles

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Murs en béton arme	25	20	5
Enduit en plâtre	10	2	0.2
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
			G=5.47KN/m²

II.2.6. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles de RPA99.

❖ Le critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$

Avec :

N_U : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : **B= b*h.**

f_{bu} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35G + 1.5Q)$$

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

❖ **Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

Avec :

$N_u' = 1.1 \times N_U$ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) * (h - 0.02)$ (m²).

A_s / B_r : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A_s / B_r = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i$.

Avec :

L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

- Si : $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- Si : $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

❖ **Règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq h_e / 20. \end{cases}$$

Où h_e : La hauteur d'étage

II.3.Descente des charges:

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux A et B.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on fixe les sections suivantes :

Tableau II-9 : sections préalables des poteaux

Etages	RDC+1+2 ^{eme} Etage	3+4+5 ^{eme} Etages	6+7+8 ^{eme} Etages	9 ^{eme} Etages
Section (b*h)cm²	50×50	45×45	40×40	35×35

II.3.1.1.La lois de dégression

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Dans notre cas les surcharges d’exploitation sont égales pour chacun des neuf niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Etages à usage d’habitation).

Q_0 : La surcharge d’exploitation de la terrasse inaccessible.

Q' : La surcharge d’exploitation de l’Etage à usage commercial.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$

Niveau 7 : surcharge niveau (6) +0.5Q

Niveau 8 : surcharge niveau (7) +0.5Q

Niveau 9 : surcharge niveau (8) +0.5Q

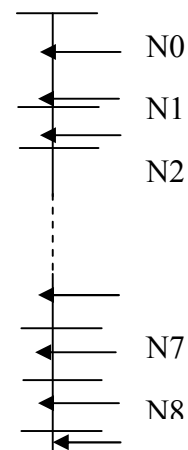


Fig II.11 : schéma de descente

- **Poutres principales (40×50).**

- **Poutres secondaires (30×35).**

✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$ ou $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

- ✓ Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

a) Poteau A :

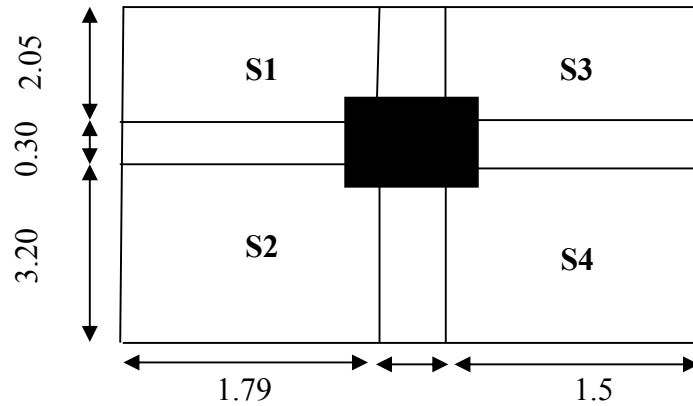


Fig. II.12 : Schéma de la surface afférente de Poteau

II.4.1. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II-10 : poids des éléments :

Eléments	G(KN/m ²)	Q	Surface (m ²)	Sous G (KN)	Sous Q
Plancher terrasse accessible	5.23	1.5	17.27	90.32	25.90
Plancher d'étage courant (habitation)	5.11	1.5	17.27	88.25	25.90
Poutres principales	25		1.05	26.25	
Poutres secondaires	25		0.34	8.5	

Tableau. II-11 : Descente de charges pour le poteau A :

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
	Plancher terrasse accessible	90,32	25.90

N0	PP (40×50) cm ²	26,25	25.95
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (40×40) cm ²	12,24	
	Total	137,31	
N1	Venant de N ₀	137,31	51.8
	Plancher d'étage courant (habitation)	88,25	
	PP (40×50) cm ²	26,25	
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (40×40) cm ²	12,24	
	Total	272,55	
N2	Venant de N ₁	272,55	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$ $25.90 + 0.95(2 \times 25.90) =$ 75.11
	Plancher d'étage courant	88,25	
	PP (40×50) cm ²	26,25	
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (40×40) cm ²	12,24	
	Total	407,79	
N3	Venant de N ₂	407,79	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ $25.90 + 0.90(3 \times 25.90) =$ 95.83
	Plancher d'étage courant (habitation)	88,25	
	PP (40×50) cm ²	26,25	
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (45×45) cm ²	15,49	
	Total	546,28	95.83
	Venant de N ₃	546,28	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ $25.90 + 0.85(4 \times 25.90) =$
	Plancher d'étage courant (habitation)	88,25	

N4	PP (40×50) cm ²	26,25	113.96
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (45×45) cm ²	15,49	
	Total	684,77	113.96
N5	Venant de N ₄	684,77	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n).$ $25.90 + ((3+5)/10)(5 \times 25.90) =$ 129.5
	Plancher d'étage courant (habitation)	88,25	
	PP (40×50) cm ²	26,25	
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (45×45) cm ²	15,49	
	Total	823,26	129.5
N6	Venant de N ₅	823,26	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n).$ $25.90 + ((3+6)/12)(6 \times 25.90) =$ 142.45
	Plancher d'étage courant (habitation)	88,25	
	PP (40×50) cm ²	26,25	
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (50×50) cm ²	19,12	
	Total	965,38	142.45
N7	Venant de N ₆	965,38	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n).$ $25.90 + ((3+7)/14)(7 \times 25.90) =$ 142.45
	Plancher d'étage courant (habitation)	88,25	
	PP (40×50) cm ²	26,25	
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (50×50) cm ²	19,12	
	Total	1107,5	155.4
	Venant de N ₇	1107,5	$Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n).$
	Plancher d'étage courant (habitation)	88,25	

N8	PP (40×50) cm ²	26,25	25.90+((3+8)/16)(8×25.90)= 168.35
	PS (30×35) cm ²	8,5	
	Poteaux (50×50) cm ²	25,50	
	Total	1256	168.35
Ns =G _t + Q _t		Ns = 1424.35 KN	
Nu= 1.35G _t + 1.5 Q _t		Nu = 1948.12 KN	

b) Poteau « B » :

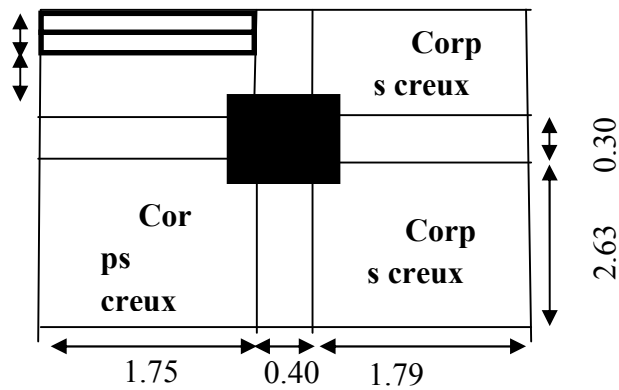


Figure. II.13 : Schéma de la surface afférente de Poteau « B ».

Tableau. II-12 : Poids des éléments :

Eléments	G(KN/m ²)	Q(KN)	Surface (m ²)	Sous G (KN)	Sous Q
Plancher terrasse inaccessible	5.50	1	13.33	73.31	13.33
Plancher terrasse accessible	5.23	1.5	4.12	21.55	6.18
Plancher d'étage (habitation)	5.11	1.5	13.42	68.57	20.13
Plancher d'étage 9 (service)	5.11	2.5	13.33	68.11	33.32
Dalle pleine (service)	5.26	2.5	4.02	21.14	10.05

Poutres principales		25		0.986	24.65	
Poutres secondaires		25		0.371	9.27	
L'acrotère		3.97	1	4.79(m)	19.01	4.79
Escalier	Volée	8.25	2.5		12.91	5.90
	Palier	5.47	2.5	2.36		

Tableau. II-13 : Descente de charges pour le poteau B :

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	L'acrotère	19.01	$Q_0 :$ $4.79+13.33=18.12$
	Plancher terrasse inaccessible	73.31	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (35×35) cm ²	9.37	
	Total	138.95	
N1	Venant de N ₀	138.95	$Q_0+Q_1 :$ $18.12+(6.18+33.32+10.05)=$ $18.12+49.55=67.67$
	Plancher terrasse accessible	21.55	
	Plancher d'étage (service)	68.11	
	Dalle pleine	21.14	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (40×40) cm ²	12.24	

	Total	295.50	67.67
N2	Venant de N ₁	295.50	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$:
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	$18.12+0.95(49.55+(20.13+5.90))=$
	Escalier	12.91	$18.12+0.95(49.55+26.03)=106.24$
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (40×40) cm ²	12.24	
	Total	423.17	89.92
N3	Venant de N ₂	423.17	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	$18.12+0.90(49.55+26.03\times 2)=109.57$
	Escalier	12.91	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (40×40) cm ²	12.24	
	Total	550.84	109.57
N4	Venant de N ₃	550.84	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	$18.12+0.85(49.55+26.03\times 3)=126.61$
	Escalier	12.91	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (45×45) cm ²	15.49	
	Total	681.76	126.61

N5	Venant de N ₄	681.76	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$. $18.12 + ((3+5)/10) \times (49.55 + 26.03 \times 4) = 141.05$
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	
	Escalier	12.91	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (45×45) cm ²	15.49	
	Total	812.68	141.05
N6	Venant de N ₅	812.68	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$. $18.12 + ((3+6)/12) \times (49.55 + 26.03 \times 5) = 159.89$
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	
	Escalier	12.91	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (45×45) cm ²	15.49	
	Total	943.60	159.89
N7	Venant de N ₆	943.60	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$. $18.12 + ((3+7)/14) \times (49.55 + 26.03 \times 6) = 165.07$
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	
	Escalier	12.91	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (50×50) cm ²	19.12	
	Total	1078.1	165.07
		5	
	Venant de N ₇	1078.1	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

N8		5	Qn).
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	$18.12 + ((3+8)/16) \times (49.55 + 26.03 \times 7) = 177.45$
	Escalier	12.91	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (50×50) cm ²	19.62	
	Total	1212.70	177.45
N9	Venant de N8	1212.70	$Q_0 + ((3+n)/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$
	Plancher d'étage courant (habitation)	68.57	$18.12 + ((3+9)/18) \times (49.55 + 26.03 \times 8) = 189.98$
	Escalier	12.91	
	PP (40×50) cm ²	24.68	
	PS (30×35) cm ²	9.27	
	Poteaux (50×50) cm ²	25.50	
	Total	1353.63	189.98
$N_s = G_t + Q_t$		$N_s = 1543.61 \text{ KN}$	
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$		$N_u = 2112.37 \text{ KN}$	

On n'aura donc :

Pour le poteau A : $N_u' = 1.1 \times 1948.12 = 2142.93 \text{ KN}$

Pour le poteau B : $N_u' = 1.1 \times 2112.37 = 2323.60 \text{ KN}$

Remarque : Le poteau le plus sollicité c'est le poteau **B**.

II.4.1.2. Vérifications

A- Vérification des poteaux à la compression simple :

Les résultats de vérification à la compression simple sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-14 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu'(K N)	Section (m ²)	Condition $\sigma_{adm} > \sigma_{cal}$		Observation
			σ_{adm} (Mpa)	σ_{cal} (Mpa)	
RDC (Poteau B)	2323.6 0	0.5×0.5	14.2	9.29	vérifié vérifié
1+2 ^{eme}	2093.6 5	0.5×0.5	14.2	8.37	
3+4+5 ^{eme}	1665.0 6	0.45×0.4 5	14.2	8.22	
6+7+8 ^{eme}	998.78	0.40×0.4 0	14.2	6.24	
9 ^{eme}	236.23	0.35×0.3 5	14.2	1.92	

B- Vérification du critère de stabilité de forme :

On prend le poteau de RDC comme exemple de calcul.

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (4.08 - 0.5) = 3.58\text{m} \quad B = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2 \quad I = 5.21 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.144\text{m} \quad \lambda = \frac{3.58}{0.144} = 24.86 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.86}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$\text{D'après le BAEL91 on doit vérifier : } B_r \geq \frac{2.3236}{0.77 \times \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{115} \right)} = 0.137\text{m}^2$$

Or nous avons

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{m}^2$$

0.2304 > 0.096 ⇒ le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-15 : Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu'(K)	Section	Condition $B_r > B_{r_{cal}}$		Observation
			$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r_{cal}}(\text{m}^2)$	

	N)	(m²)			on
RDC	2323.6 0	0.5×05	0.2304	0.137	Vérifié
1 +2^{eme}	2093.6 5	0.5×05	0.2304	0.123	
3+4+5^e me	1665.0 6	0.45×0.45	0.1849	0.098	
6+7+8^{eme}	998.78	0.40×0.40	0.1444	0.058	
9^{eme}	236.23	0.35×0.35	0.1089	0.014	

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n y a pas risque de flambement des poteaux.

II.5.Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant-projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données RPA99/2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau central.

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-16 : Dimensions des éléments structuraux

Eléments	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Poutre principales	40	50
Poutre secondaires	30	35
Poteaux, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	50	50
Poteaux 3+4+5 ^{eme} Etages	45	45
Poteaux 6+7+8 ^{eme} Etages	40	40
Poteaux 9 ^{eme} Etages	35	35
Voiles de contreventement RDC	e =20 cm	
Voiles de contreventement 1 ^{er} au 9 ^{eme} étage	e=15 cm	

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui est classé en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère ...). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA, RPA99 /2003...).

III.2.Calcul des planchers

III.2.1. Introduction:

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux

III.2.2.Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

Selon la disposition adoptée en figure (II-1) les planchers présentent 8 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique	Position
1 ^{er} type		RDC jusqu'au 7eme étage+étage de service +terrasse accessible
2 ^{ème} type		
3 ^{ème} type		
4 ^{ème} type		terrasse inaccessible
5 ^{ème} type		

III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q) l_x$

A l'ELS : $P_u = (G + Q) l_x$ avec l_x : entre axe des poutrelles ($l_x = 0.65$ cm)

Tableau III-2 : Evaluation des charges et surcharges sur les poutrelles :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			pu (KN/m)	ps (KN/m)
terrasse inaccessible	5.5	1	5.80	4.22
terrasse accessible	5.23	1.5	6.05	4.37
Plancher étage courant	5.11	1.5	5.94	4.29
Plancher étage service	5.11	2,5	6.92	4.94

III.2.2.2.Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour le calcul des sollicitations sur les poutrelles, il existe deux méthodes :

-Méthode forfaitaire

-Méthode Caquot

a) Méthode forfaitaire

1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Principe de la méthode :

- **Définition des grandeurs :**

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée

M_g et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Coefficient qui définit le degré de surcharge du plancher.

- **❖ Evaluation des moments**

- **Evaluation des moments au niveau des appuis**

Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant le **BAEL** exige de mettre les aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(- 0,15 \times M_0)$.

On calcule M_{0i} (moment isostatique) dans toutes les travées

$$M_{0i} = p L^2 / 8; \quad M_0 = \max (M_{0i}, M_{0i+1})$$

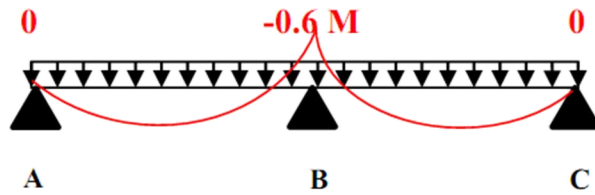


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

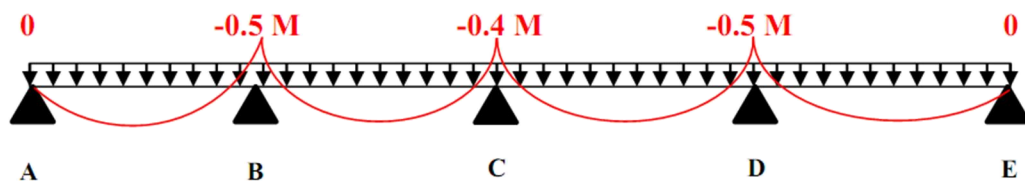


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Ces moments sont des moments aux appuis intermédiaires :

$(- 0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

$(-0,6 \times M_0)$: dans le cas d'une poutre à deux travées.

- **Evaluation des moments au niveau des travées**

$$\text{En calcule } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Le moment en travée doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$M_t + \frac{|Mg| + |Md|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 03\alpha)M_{0i} \\ (1,05M_{0i}) \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 03\alpha)M_{0i}}{2} \quad \text{Travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 03\alpha)M_{0i}}{2} \quad \text{Travée de rive}$$

- **Evaluation des efforts tranchants**

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_{0i} :

De 15% si la poutre a deux travées :

de 10% si une poutre a plus de deux travées :

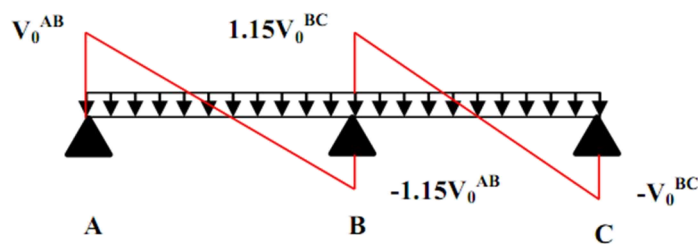


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

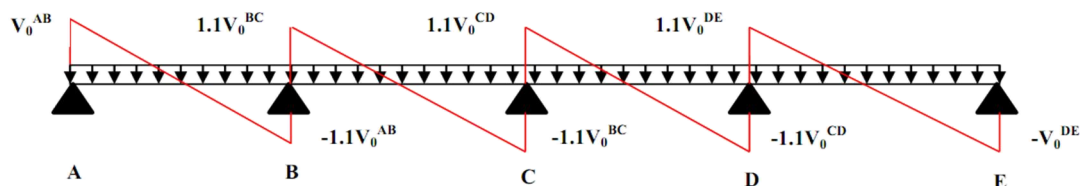


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

1. Condition d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée $Q > (2G ; 5 \text{Kn/m}^2)$. Mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire (2ème, 3ème ou 4ème condition) n'est pas satisfaite, on applique la méthode Caquot minoré, c'est-à-dire on minore G avec un coefficient de $2/3$ ($G' = 2/3G$) pour le calcul des moments aux appuis seulement.

2. Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- **Moment aux appuis :**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2}(L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

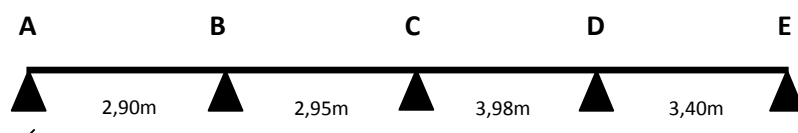
- **L'effort tranchant :**

$$V = q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.2.2.3. calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple de calcul (méthode forfaitaire pour le type 3, et la méthode Caquot pour le type 2).

: Etude poutrelles du type 3 Plancher étage courant



Condition d'application de la méthode forfaitaire :

$$(L_i/L_{i+1}=2.95/3.98= 0.74 <0.8)$$

On voit que la(3^{ème}) condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minoré.

$$G' = \frac{2}{3} \times (5.11) = 3.40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_u = 1.35G' + 1.5Q = 6,84. \text{ KN/m}^2$$

$$q'_s = G' + Q = 4,9 \text{ KN/m}^2 \quad q' \text{ (charge sur le plancher)}$$

$$P'_u = q'_u \times 0.65 = 4,44 \text{ KN/m}$$

$$P'_s = q'_s \times 0.65 = 3,18 \text{ KN/m} \quad P' \text{ (charge sur les poutrelles)}$$

❖ Moments aux appuis :

• Appuis de rives

$M_C=0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = - 0.15 M_0$.

$$M_0^U = \frac{4,44 \times 3,40^2}{8} = 6,41 \text{ KN.m} \quad M_0 = \frac{q' L^2}{8}, L=3.35 \text{ m}$$

$$M_0^S = \frac{3,18 \times 3,40^2}{8} = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{ELU}}: M_E^U = -0.15 \times 6,41 = -0,96 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{ELS}}: M_E^S = -0.15 \times 4,59 = -0,68 \text{ KN.m}$$

• Appuis intermédiaires:

$$M_i = -\frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ tq : } (p'_g = p'_d)$$

Appui (B) : $l'_g = 2,90\text{m}$ $l'_d = 2.36\text{m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_B^U = -4,44 * \left(\frac{2,90^3 + 2.36^3}{8.5(2,90 + 2.36)} \right) = -3,72 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_B^S = -3,18 * \left(\frac{2,90^3 + 2.36^3}{8.5(2,90 + 2.36)} \right) = -2,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui (C) : $l'_g = 2.36\text{m}$ $l'_d = 3.184\text{m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_C^U = -4,44 * \left(\frac{2.36^3 + 3.184^3}{8.5(2.36 + 3.184)} \right) = -4,27 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_C^S = -3,18 * \left(\frac{2.36^3 + 3.184^3}{8.5(2.36 + 3.184)} \right) = -3,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui (D) : $l'_g = 3,184\text{m}$ $l'_d = 3,4\text{m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_D^U = -4,44 * \left(\frac{3,184^3 + 3.4^3}{8.5(3,184 + 3,4)} \right) = -5,67 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_D^S = -3,18 * \left(\frac{3,184^3 + 3.4^3}{8.5(3,184 + 3,4)} \right) = -4,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9,14 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 6,61 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = q_u * 0.65 = 5,94 \text{ KN/m}.$$

$$P_s = q_s * 0.65 = 4,29 \text{ KN/m}.$$

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

Travée (AB) :

$$\text{ELU } X = \frac{2,90}{2} - \left(\frac{0 + 3,72}{5,94 * 2,90} \right) = 1.23 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5,94 \cdot 1,23}{2} (2,90 - 1,23) = 6,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^U = 6,10 + (-3,72) * \left(\frac{1,23}{2,9}\right) = 4,52 \text{ KN.m}$$

ELS $X = \frac{2,90}{2} - \left(\frac{0+2,66}{4,29 \cdot 2,90}\right) = 1,23 \text{ m}$

$$M_0(x) = \frac{4,29 * 1,23}{2} (2,9 - 1,23) = 4,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^S = 4,40 + (-2,66) * \left(\frac{1,23}{2,9}\right) = 3,27 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

$$\text{ELU } X = \frac{2,95}{2} - \left(\frac{-3,72+4,27}{5,94 \cdot 2,95}\right) = 1,44 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5,94 \cdot 1,44}{2} (2,95 - 1,44) = 6,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^U = 6,45 + (-3,72) * \left(1 - \frac{1,44}{2,95}\right) + (-4,27) * \left(\frac{1,44}{2,95}\right) = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS } X = \frac{2,95}{2} - \left(\frac{-2,66+3,06}{4,29 \cdot 2,95}\right) = 1,44 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4,29 \cdot 1,44}{2} (2,95 - 1,44) = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^S = 4,66 + (-2,66) * \left(1 - \frac{1,44}{2,95}\right) + (-3,06) * \left(\frac{1,44}{2,95}\right) = 1,8 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) :

$$\text{ELU } X = \frac{3,98}{2} - \left(\frac{-4,27+5,67}{5,94 \cdot 3,98}\right) = 1,93 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5,94 \cdot 1,93}{2} (3,98 - 1,93) = 11,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^U = 11,75 + (-4,27) * \left(1 - \frac{1,93}{3,98}\right) + (-5,67) * \left(\frac{1,93}{3,98}\right) = 6,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS } X = \frac{3,98}{2} - \left(\frac{-3,06+4,06}{4,29 \cdot 3,98}\right) = 1,93 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4,29 \cdot 1,93}{2} (3,98 - 1,93) = 8,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^S = 8,48 + (-3,06) * \left(1 - \frac{1,93}{3,98}\right) + (-4,06) * \left(\frac{1,93}{3,98}\right) = 4,93 \text{ KN.m}$$

Travée (DE) :

$$ELU X = \frac{3,4}{2} - \left(\frac{-5,67+0}{5,94*3,4} \right) = 1.98m$$

$$M_0(x) = \frac{5,94*1.98}{2} (3,4 - 1.98) = 8,35 \text{ KN. m}$$

$$M_{DE}^U = 8,35 + (-5,67) * \left(1 - \frac{1.98}{3,4} \right) = 5,98 \text{ KN.m}$$

ELS $X = \frac{3,4}{2} - \left(\frac{-4,06+0}{4,29*3,4} \right) = 1.98m$

$$M_0(x) = \frac{4,29 * 1.98}{2} (3,4 - 1.98) = 6.03 \text{ KN. m}$$

$$M_{DE}^S = 6.03 + (-4,06) * \left(1 - \frac{1.98}{3,4} \right) = 4,33 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants:

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L} \right)$$

Travée(AB) :

$$ELU V_A = \frac{5,94*2,90}{2} - \left(\frac{0 - (-3,72)}{2,9} \right) = 7,33 \text{ KN}$$

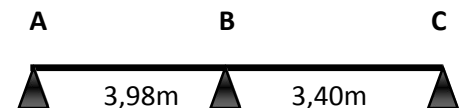
$$V_B = - \frac{5,94*2,90}{2} - \left(\frac{0 - (-3,72)}{2,9} \right) = -9,89 \text{ KN}$$

Travée(BC) :

$$ELU V_B = \frac{5,94*2,95}{2} - \left(\frac{-3,72+4,27}{2,95} \right) = 8,57 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{5,94*2,95}{2} - \left(\frac{-3,72+4,27}{2,95} \right) = -8,94 \text{ KN}$$

: Etude poutrelles du type 1 Plancher étage courants



Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.22, 5 \text{ KN/m}^2)$condition vérifiée.

le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

$0.8 < 3,4/2,9 = 1,17 < 1.25$condition vérifiée.

le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.

Fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

❖ **Moments aux appuis :**

• **Appuis de rives :**

$M_A=M_C=0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M=-0.15M_0$ $M_0=\frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{5.94 * 3.98^2}{8} = 11,76 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{4.29 * 3.98^2}{8} = 8,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U=M_C^U = -0.15*11,76 = - 1.76 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S=M_C^S = -0.15*8,49 = - 1,27 \text{ KN.m}$

• **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = -0.6M_0^U = -0.6*11.76 = -7,05 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6 M_0^S = -0.6*14.15 = -5,09 \text{ KN.m}$

• **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

1) $M_t + \left(\frac{M_g+M_d}{2}\right) \geq [\max (1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_{0i}$

2) $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{0i} \dots \dots \dots$ (travée de rive)

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.23 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.069 \\ (1.2 + 0.3\alpha)/2 = 0.63 \end{cases}$$

Travée(AB) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

$$\underline{ELUM}_t^U \geq 1.069 (11,76) - \left(\frac{0+7,05}{2}\right) \quad M_t^U \geq 9,04 \text{ KN.m}$$

$$\underline{ELSM}_t^S \geq 1.069 (8,49) - \left(\frac{0+5,09}{2}\right) \quad M_t^S \geq 6,53 \text{ KN.m}$$

Travée(BC) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

$$\underline{ELUM}_t^U \geq 1.069 (8,58) - \left(\frac{0+7,05}{2}\right) \quad M_t^U \geq 5,64 \text{ KN.m}$$

$$\underline{ELSM}_t^S \geq 1.069 (6,19) - \left(\frac{0+5,09}{2}\right) \quad M_t^S \geq 4,07 \text{ KN.m}$$

• **Évaluation de l'effort tranchant**

$$\text{Travée(AB)} \begin{cases} V_A = \frac{qL}{2} = \frac{5.94 * 3,98}{2} = 11,82 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 * 11,82 = -13,59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée(BC)} \begin{cases} V_B = 11,63 \text{ KN} \\ V_C = -10,11 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations, pour tous les types de poutrelles sont représentées dans les tableaux suivants.

Tableau III-3 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage service. +Terrace accessible

	Types	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	1	A-B	3.98	11,98	-1,80	-7,19	9,19	12,04	-13,85
		B-C	3.40	8,74	-7,19	-1,31	5,73	11,83	-10,29
	2	A-B	3.90	13,16	-1,97	-6,85	11,03	13,50	-14,85
		B-C	3,98	13,70	-6,85	-6,85	8,20	15,15	-15,15
		C-D	3.40	10,00	-6,85	-1.50	7,56	12,94	-11,76
	3	A-B	2,90	6,36	-0,95	-3,79	4,60	7,46	-10,08
		B-C	2,95	6,58	-3,79	-4,35	2,50	10,08	-11,68
		C-D	3,98	11,98	-4,35	-5,78	6,92	11,68	-12,40

		D-E	3,40	8,74	-5,78	-1,31	6,09	12,40	-8,58
ELS	1	A-B	3,98	8,66	-1,30	-5,20	6,64	/	/
		B-C	3,40	6,32	-5,20	-0,95	4,14	/	/
	2	A-B	3,90	9,40	-1,41	-4,90	7,88	/	/
		B-C	3,98	9,79	-4,90	-4,90	5,86	/	
		C-D	3,40	7,15	-4,90	-1,07	5,41	/	
	3	A-B	2,90	4,59	-0,68	-2,72	3,33		
		B-C	2,95	4,75	-2,72	-3,12	1,83		
		C-D	3,98	8,66	-3,12	-4,14	5,03		
		D-E	3,40	6,32	-4,14	-0,94	4,41		

Tableau III-4 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant+RDC

	Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	1	A-B	3,98	11,77	-1,77	-7,06	9,04	11,83	-13,61
		B-C	3,4	8,59	-7,06	-1,29	5,64	11,63	-10,11
	2	A-B	3,90	11,31	-1,70	-5,89	9,14	11,60	-12,76
		B-C	3,98	11,77	-5,89	-5,89	6,68	13,02	-13,02
		C-D	3,4	8,59	-5,89	-1,29	6,23	11,12	-10,11
	3	A-B	2,9	4,67	-0,70	-3,73	4,523	7,33	-9,91
		B-C	2,95	/	-3,73	-4,29	2,458	9,91	-11,48
		C-D	3,98	/	-4,29	-5,69	6,793	11,48	-12,18
D-E		3,4	6,43	-5,69	-0,96	5,982	12,18	-8,43	
ELS	1	A-B	3,98	8,51	-1,28	-5,11	6,53	/	/
		B-C	3,4	6,21	-5,11	-0,93	4,08	/	/
	2	A-B	3,90	8,17	-1,23	-4,26	6,60	/	/
		B-C	3,98	8,51	-4,26	-4,26	4,83	/	/
		C-D	3,4	6,21	-4,26	-0,93	4,5	/	/
	3	A-B	2,9	/	0	-2,67	3,278	/	/
B-C		2,95	/	-2,67	-3,07	1,801	/	/	

		C-D	3,98	/	-3,07	-4,07	4,939	/	/
		D-E	3,4	7,14	-4,07	1,07	4,337	/	/

Tableau III-5 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l’ELU et l’ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

	Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	4	A-B	3,90	11,03	-1,65	-5,75	8,71	11,31	-12,44
		B-C	3,98	11,49	-5,75	-5,75	6,31	12,70	-12,70
		C-D	3,40	8,38	-5,75	-1,26	5,92	10,85	-9,86
	5	A-B	2,90	6,10	-0,92	-3,79	4,51	8,41	-9,67
		B-C	2,95	6,31	-3,79	-0,95	4,73	9,84	-8,56
ELS	4	A-B	3,90	8,03	-1,20	-4,19	6,34	/	/
		B-C	3,98	8,37	-4,19	-4,19	4,60	/	/
		C-D	3,40	6,11	-4,19	-0,92	4,32	/	/
	5	A-B	2,90	4,44	-0,67	-2,76	3,28	/	/
		B-C	2,95	4,6	-2,76	-0,69	3,45	/	/

Le ferrailage des poutrelles se fait avec les sollicitations maximales. Ces dernières sont indiquées dans les tableaux précédents avec la taille Gras.

III.2.2.4.Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

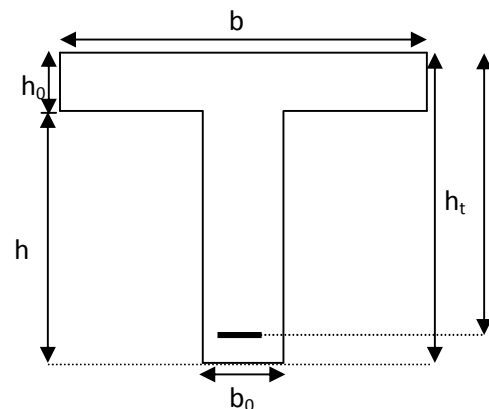
$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = 12cm$$

$$b = 65cm$$

$$d = 18cm$$

$$h_0 = 4cm$$



On prend comme exemple, le ferrailage de la poutrelle type 1 du plancher étage courant.

- **Calcul à l'ELU :**

$$M_{\max}^t = 9.19 \text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{rive}} = -1.80 \text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{int}} = -7.19 \text{KN.m}$$

$$V_{\max} = -13.85 \text{KN}$$

- **Calcul des Armatures longitudinales**

- **Ferrailage en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.059 \text{MN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 0.00919 \text{MN. m}$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t * b$) : (20 cm * 65 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.19 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.03$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.038)) = 0.177$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{9.1 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.49 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

❖ **Ferraillage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T é sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.12 * 0.20$) m^2 .

❖ **Ferraillage de l'appui de rive :**

$$M_{\max}^{\text{rive}} = 1.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.80 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0326 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0326 \text{ MPa} < 0.186 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.038 \quad z = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s^{\text{rive}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{z \times 348} = \frac{1.80 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

On prend : $1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}$.

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{rive}} = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ferraillage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^{\text{inter}} = 7,19 \text{KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\max}^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{7,19 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,130 \text{MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,130 \text{MPa} \geq 0,186 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pivot B et A}' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,174 \quad z = 0,167 \text{m}$$

$$A_s^{\text{int}} = \frac{M_{\max}^{\text{int}}}{z \times 348} = \frac{7,19 \times 10^{-3}}{0,167 \times 348} = 1,23 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

$$A_s^{\text{int}} = 1,23 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-6 : Ferrailage des poutrelles de différent plancher

Ferrailage longitudinal									Ferrailage Transversal
Type	position	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	A_{\min}		
Etage de service+terrasse accessible	1	Travée	0,030	0,038	0,177	1,49	2HA10=1,57	1,41	A=0,57 cm ² =2Ø6
		Appint	0,130	0,174	0,167	1,23	1HA12+1HA8=1,63	0,26	
		App rive	0,032	0,038	0,177	0,29	1HA8=0,50	0,26	
	2	Travée	0,037	0,047	0,177	1,79	2HA10+1HA8=2,07	1,41	
		App int	0,124	0,166	0,168	1,17	2HA10=1,63	0,26	
		App rive	0,035	0,045	0,176	0,32	1HA8=0,50	0,26	
	3	Travée	0,021	0,026	0,178	1,01	2HA10=1,57	1,41	
		Appint	0,104	0,138	0,170	0,97	1HA12+1AH8=1,63	0,26	

		App rive	0,023	0,030	0,177	0,21	1HA8=0,5	0,26
RDC+étages courants	1	Travée	0.03	0.038	0.177	1.46	2HA10=1.57	1.41
		Appint	0.128	0.172	0.167	1,21	2HA10=1.57	0.26
		App rive	0.032	0.04	0.177	0.28	1HA8=0.5	0.26
	2	Travée	0.03	0.038	0.177	1,48	2HA10=1.57	1.41
		Appint	0.106	0.141	0.169	0.99	2HA10 =1.57	0.26
		App rive	0.03	0.039	0.177	0.27	1HA8=0.5	0.26
	3	Travée	0.022	0.028	0.177	1.09	2HA10=1.57	1.41
		Appint	0,103	0,136	0,170	0,96	2HA10=1,57	0,26
		App rive	0.017	0.022	0.178	0.15	1HA8=0.5	0.26
Terrasse inaccessible	4	Travée	0.029	0.037	0.177	1.41	2HA10=1.57	1.41
		App int	0.104	0.138	0.170	0.97	1HA10+1HA8=1.29	0.26
		App rive	0.03	0.038	0.177	0.26	1HA8=0.50	0.26
	5	Travée	0.0,15	0.02	0.178	0,76	2HA10=1,57	1.41
		Appint	0.068	0.089	0.173	0.62	1HA10+1HA8=1.29	0.26
		App rive	0.017	0.021	0.178	0.15	1HA8=0.50	0.26

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_1 = 6\text{mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 57\text{cm} \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 17\text{cm} \end{cases}$$

Avec $\tau_u = 0.85\text{MPa}$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: **St = 15 cm.**

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,23 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,70 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

❖ Appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15,23 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,43 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 0,5 + 3,83 = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4,33 \text{ cm}^2 > 0,43 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0,13.f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{15,23 \times 10^{-3} \left(\frac{0,65-0,12}{2}\right)}{0,9 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} = 0,95 \text{ MPa} < 3,23 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

Etat limite de compression du béton.

Etat limite de déformation (la flèche).

❖ **Etat limite de compression du béton :**

On vérifie la poutrelle la plus défavorable : type 2 (étage commerciale).

-En travée

$$M_{\text{ser}}^t = 13,19 \text{ KN.m} \quad A_s = 3,05 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}^t}{I} \times y \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Calcul y:

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0.$$

$$y = 4,24 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2.$$

$$I = 9100,2 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 6,15 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée.}$$

-En appui**-Appui de rive**

$$M^{\text{ser}} = -1,56 \text{ KN.m} \quad A_s = 0,5 \text{ cm}^2$$

$M < 0$ on calcul avec $(b_0 \times h)$ $A' = 0$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times (y - d) = 0.$$

$$\Rightarrow y = 2,36 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 1970,2 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 1,86 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-7: Vérification des contraintes dans le béton.

Type	Position	M _{ser} (Kn.m)	A _s cm ²	y cm	I cm ⁴	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
Type 4	travée	13,19	3,05	4,24	9100,2	6,15	15	vérifiée
	A rive	1,56	0.5	2,36	1970,2	1.86	15	vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

D’après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type ‘7’ de plancher inaccessible car c’est elle qui a la travée la plus grande (L=4.4m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.05$$

La première condition n’est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d’après le **BAEL91** (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche **BAEL91** (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{L}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.69 \text{ cm} ; I = 7446.9 \text{ cm}^4 ; A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

Calcul de I_0

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')} = 0.044 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3 / 3) + 15 [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 ((h - y_G)^3 / 3)]$$

$$\Rightarrow I_0 = 2.35372 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{12 \times 18} = 0.0096$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0096 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 4.29$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.72$$

-Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.11 = 3.32 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.11 + 1.5) = 4.29 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.32 \times 4^2}{8} = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4^2}{8} = 2.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.57 \times 4^2}{8} = 6.43 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.36 \times (0.18 - 0.0369) \times 10^5}{7446.9} \Rightarrow \sigma_{js} = 79.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{4.98 \times (0.18 - 0.0369) \times 10^5}{7446.9} \Rightarrow \sigma_{gs} = 13.477 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{6.43 \times (0.18 - 0.0369) \times 10^5}{7446.9} \Rightarrow \sigma_{ps} = 185.39 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 143.477 + 2.1} = 0.516$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 79.95 + 2.1} = 0.288$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0096 \times 185.39 + 2.1} = 0.601$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.288} = 115715 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.516} = 80515 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 4.29 \times 0.601} = 72367 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 235372}{1 + 1.72 \times 0.516} = 137261 \text{ cm}^4$$

-Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{2.77 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 115715} \times 10^8 = 0.12 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{4.98 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 80515} \times 10^8 = 0.305 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{4.98 \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 137261} \times 10^8 = 0.54 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{6.43 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 72367} \times 10^8 = 0.44 \text{ mm}$$

-La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.54 + 0.44 - 0.305 - 0.12 = 0.55 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.2.2.5. schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III-8 : schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
1 et 3 (étage de service +terrasse)			
2 (étage de service +terrasse accessible)			
1 et 2 et 3 (RDC et étage courant)			
4 et 5 (terrasse inaccessible)			

III.2.2.6. Etude de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml. Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 25cm (5 /ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm (3/ml) pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soude TS $\emptyset 5 (15 \times 15)\text{cm}^2$.

- Schéma de ferrailage

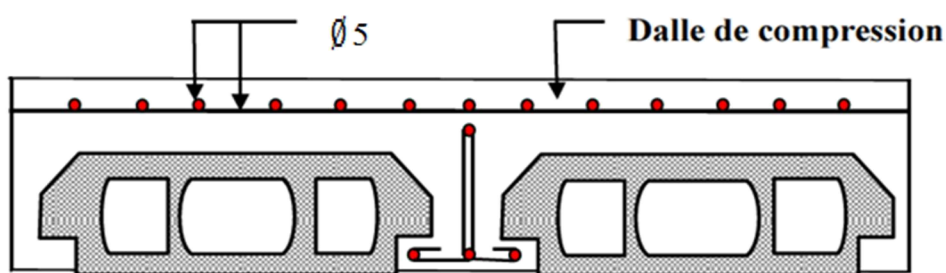


Figure III.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.3. Plancher à dalle pleine

❖ Dalle sur quatre appuis

$$L_x = 3,5\text{m} \quad L_y = 4,6\text{m}$$

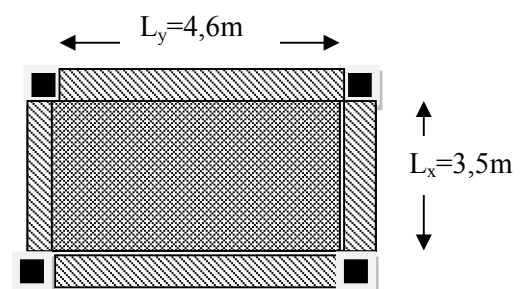


Figure III.6 : Panneau D₁.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,6} = 0.76 \Rightarrow \rho > 0.4$$

❖ Evaluation des charges

$$G=5.26\text{KN/m}^2 \quad Q=1,5\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 10,85\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 7,76\text{KN/m}^2$$

La dalle travail selon deux sens l_x et l_y .

$$\text{L'ELU : } \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.75$$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu=0, \rho=0.95$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 8,253\text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 4,213\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85(8,253) = 7,01\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_{oy} = 0.85(4,231) = 3.58\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Moment en en appuis

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (8,253) = 4,126\text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3(8,253) = 2,476\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant

$$V_{wy} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{9,12 \times 4,6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,75}{2}} = 18,15 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 12,65 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 18,15 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{18,15 * 10^{-3}}{1 * 0,09}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0,201 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0,201 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Les At ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul des armatures

Il se calcul à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

Selon Lx : en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,061 \\ \mu_{bu} \leq 0,186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,078 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,078) \times 0,09} = 2,31 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 2,31 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,126 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,0358 \\ \mu_{bu} \leq 0,186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,045 \\ A_x^a = \frac{M_x^a}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{4,126 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,045) \times 0,09} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^a = 1,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Ecartement (S_t)

$$S_t \leq \min(2 * e; 25 \text{ cm}) = \min(2 * 12; 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

❖ Vérification des valeurs minimales

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.75) \times 1 \times 0.12}{2}$$

$$A_x \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-9 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_x).

	M (KN.m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St (cm)
En travée	7,01	2,31	1,07	5HA10=3,93 cm^2	20
En appui	4,126	1,34	1,07	5HA8=2,51 cm^2	20

Selon L_y :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-10 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_y).

	M (KN.m)	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	St (cm)
En travée	3.58	1,162	0,96	5HA10=3,93 cm^2	20
En appui	1.26	0.406	0,96	5HA8=2,51 cm^2	20

Avec :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times e = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(4 \times e; 33\text{cm}) = \min(4 \times 18; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

A L'ELS :

$$\nu = 0.2 \quad \text{et} \quad \rho = 0.75$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6647 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 6,50\text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 4,32\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85(6,50) = 5,52\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{oy} = 0.85(4,32) = 3,67\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment en en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (6,50) = 3,25\text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (6,50) = 1,95\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-11 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	Selon x-x	5,52	2.7	2995,7	5,02	15
	Selon y-y	3,67	2.7	2995,7	3,33	15

Appuis	Selon x-x	3,25	2.7	2995,7	2,95	15
	Selon y-y	1,95	2.7	2995,7	1,17	15

❖ **Etat limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots (2)$$

$$0.18 > 0.12 \dots (1)$$

$$2.01 \times 10^{-4} < 9.19 \times 10^{-4} \dots (2)$$

La première condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

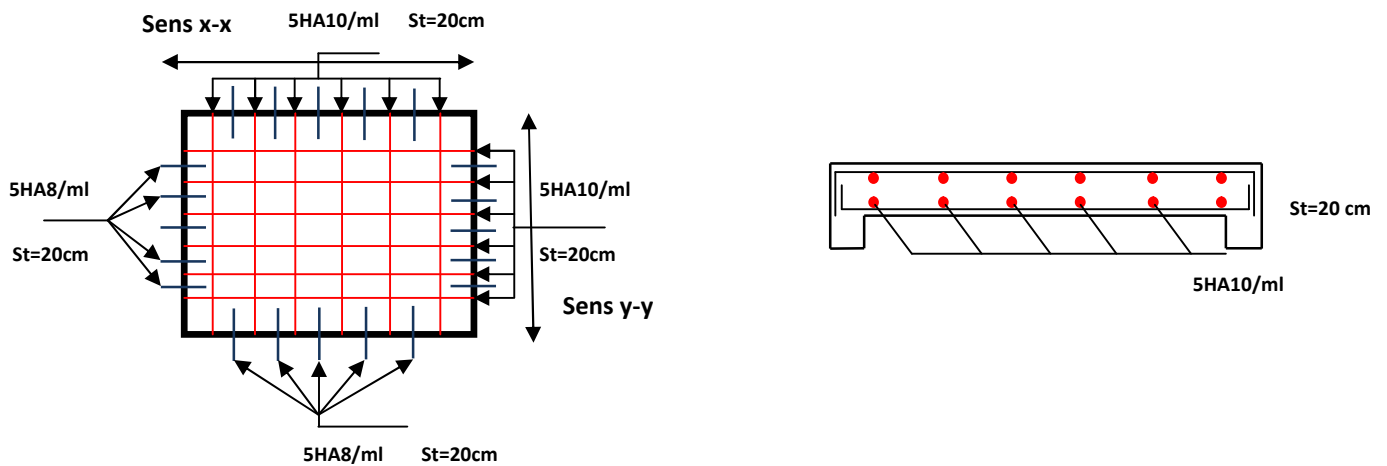
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-12 : évaluation de la flèche dans la dalle sur quatre appuis dans le sens X-X :

(m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
3,5	3,93	1,84	3,74	5,52	2995,68	14930,6
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
2,72	16423,6	10541,8	6937,26	13427	0.44	7

Tableau III-13 : évaluation de la flèche dans la dalle sur quatre appuis dans le sens Y-Y :

(m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
4,6	3,93	1,22	2,49	3,67	2995,68	14930,6
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
2,72	16423,6	16423,6	10828	16424	0.37	9,2



.Figure.III.7.schéma de ferrailage dalle sur quatre appuis.

❖ Dalle sur trois appuis

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1.6m$$

$$L_y = 3,5m$$

$$\text{On a } \frac{L_y}{2} = 1,75m > L_x = 1.5m$$

$$\text{Alors } \begin{cases} M_x = \frac{PL_x^2 L_y}{2} - \frac{2PL_x^3}{3} \\ M_y = \frac{PL_x^3}{6} \end{cases}$$

• Evaluation des charges

$$G = 5.33KN/m^2$$

$$Q = 3.5KN/m^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.44KN/m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.83KN/m^2$$

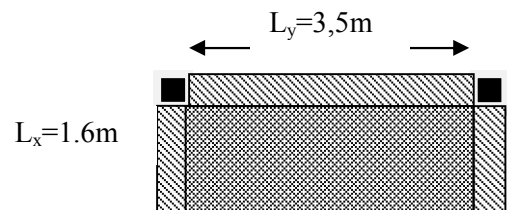


Figure III.8: Panneau D₂

A l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait on supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 21,76 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 8,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_x = 0,85 \times M_{ox} = 18,49 \text{ KN.m} \\ M'_y = 0,85 \times M_{oy} = 7,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_{ox} = 10,88 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 9,53 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0,105 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(L_y \times e)$ m selon L_x et $(L_x \times e)$ m² selon L_y .

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-14: ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mu (KN.m)	A _{calculée} cm ²	A _{opt} cm ²	A _{min} cm ²	St (cm)
Travées	Selon x-x	18,49	6,48	11HA10=6,78	1,22	30
	Selon y-y	7,22	2,38	5HA10=3,93	0,96	30
Appuis		10,88	3,66	5HA10=3,93	1,22	30

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.105 \text{MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 15,44 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 6,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 \times M_{ox} = 13,12 \text{ KN.m} \\ M'_y = 0.85 \times M_{oy} = 5,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 7,72 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-15: Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	Selon x-x	13,12	3,22	4119,62	10,27	15
	Selon y-y	5,12	4,95	14436,8	1,76	15
Appuis	Selon x-x	7,72	2,43	2420,72	7,75	15

❖ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots (2)$$

$$0.12 > 0.1 \dots (1)$$

$$0,0075 < 0,005 \dots (2)$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

Tous les résultats de la flèche sont récapitulés dans les tableau ci-dessous :

Tableau III-16 : évaluation de la flèche dans la dalle sur trois appuis dans le sens X-X :

(m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
1,6	6,78	3,95	7,92	13,12	4499,28	15315,3
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3,38	11837,3	7557,11	6215,2	11293,7	0.223	0,32

Tableau III-17 : évaluation de la flèche dans la dalle sur trois appuis dans le sens Y-Y :

(m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
3,5	3,93	1,54	3,09	5,12	2995,68	14930,6
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
2,72	16423,6	14203,2	7423,36	15457	0.369	0,7

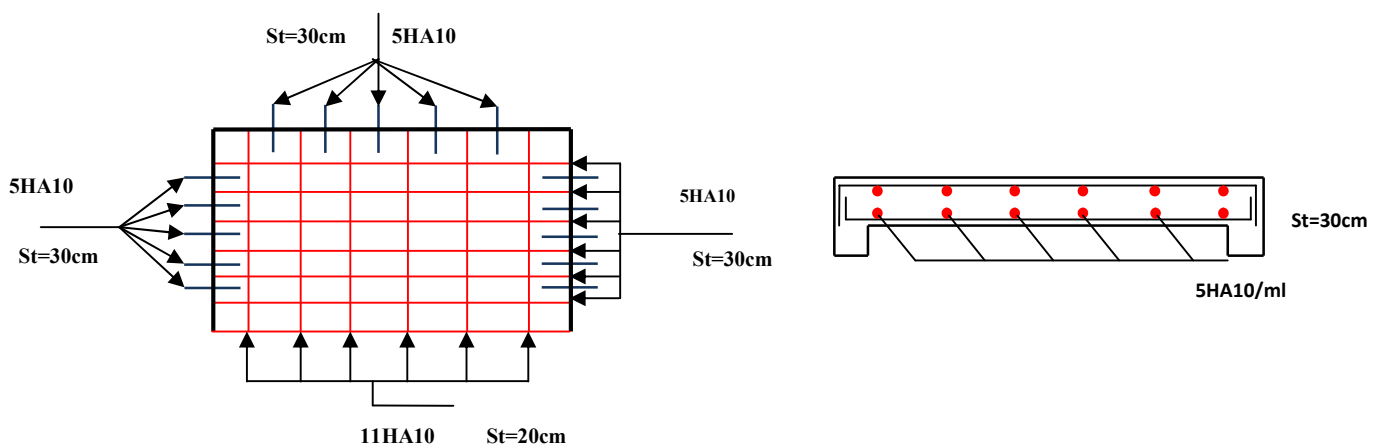


Figure.III.9.schéma de ferrailage de la dalle D2 sur trois appuis

❖ Dalle sur trois appuis

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

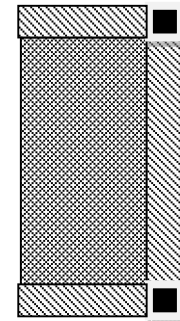
$$L_x = 1.45\text{m}$$

$$L_y = 6.4\text{m}$$

$$\text{On a } \frac{L_y}{2} = 3.2\text{m} > L_x = 1.45\text{m}$$

$$\text{Alors } \begin{cases} M_x = \frac{PL_x^2 L_y}{2} - \frac{2PL_x^3}{3} \\ M_y = \frac{PL_x^3}{6} \end{cases}$$

$$L_x = 1.45\text{m}$$



$$L_y = 6.4\text{m}$$

Figure III.10: Panneau D₂

• Evaluation des charges

$$G = 5.33\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.44\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.83\text{KN/m}^2$$

A l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait on supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 58.41\text{KN.m} \\ M_{oy} = 6.32\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 49.64\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 5.37\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 29.20\text{KN.m}$$

• Effort tranchant

$$V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 9.00 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.10 \text{MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(L_y \times e)$ m selon L_x et $(L_x \times e)$ m² selon L_y .

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-18:ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mu (KN.m)	A _{calculée} cm ²	A _{opt} cm ²	A _{min} cm ²	St (cm)
Travées	Selon x-x	49,64	23,22	21HA12=23,75	0,96	30
	Selon y-y	5,37	1,75	6HA10=4.71	0,96	25
Appuis	Selon x-x	29,20	10,97	22HA8=11,01	0,96	30

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.10 \text{MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 41,46 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 4,48 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 \times M_{ox} = 35,24 \text{KN.m} \\ M'_y = 0.85 \times M_{oy} = 3,81 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 20,73 \text{KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-19: Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travées	Selon x-x	35,24	3,22	4119,62	27,58	15
	Selon y-y	3,81	4,95	14436,8	1,31	15
Appuis	Selon x-x	20,73	2,43	2420,72	20,82	15

❖ **Etat limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{txx}}{20 \cdot M_{0x}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$0,12 > 0,09 \dots \dots \dots (1)$$

$$0,026 < 0,005 \dots \dots (2)$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

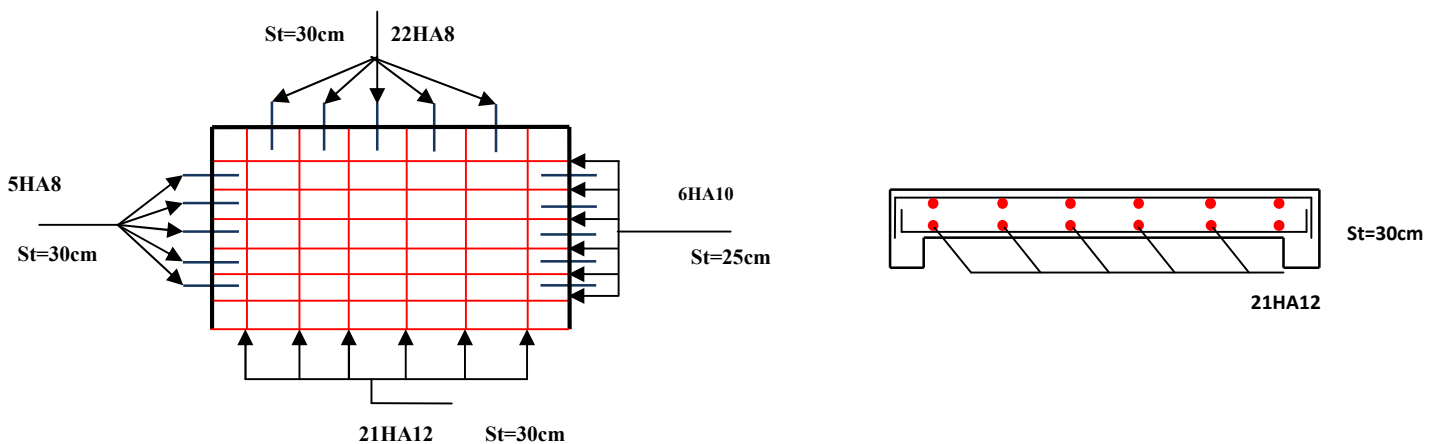
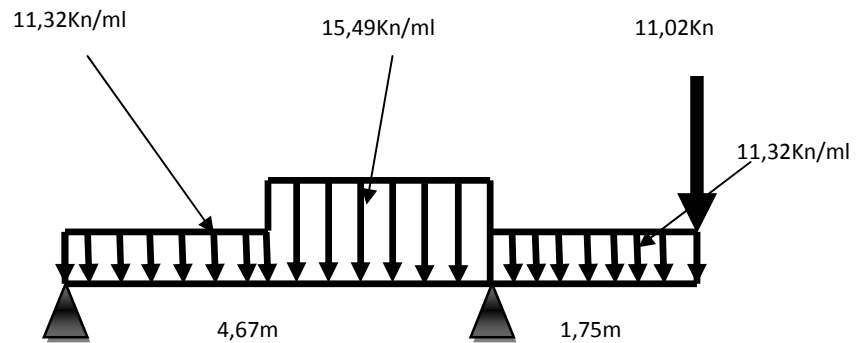


Figure.III.11.schéma de ferrailage de la dalle D3 sur trois

III.3. Etude d'escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire prenant en considération le nombre de point d'appuis.

Type 1



❖ Evaluation des charges :

• Volée :

$$\begin{cases} G_v = 7,36 / \cos a = 8,70 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

• Palier :

$$\begin{cases} G_p = 5.61 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

❖ Calcul des sollicitations :

-à l'ELU:

-La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8,7) + (1.5 \times 2.5) = 15,49 \text{KN/ml}$$

-La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5,61) + (1.5 \times 2.5) = 11,32 \text{KN/ml.}$$

-La charge qui revient sur mur:

$$P_{\text{mur}} = 1.35G_p = (1.35 \times 2,67) = 3,6 * 1,53 = 5,51 \text{KN/ml.}$$

Fig. III.12.Schéma Statique de la 2eme volée.

-Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_a = 65,02 \text{ KN.}$$

$$R_b = 23,27 \text{ KN.}$$

-Calcul des moments :**1^{er} tronçon : $0 < x < 2,25 \text{ m}$**

$$M = 23,27x - 5,66x^2$$

$$T = 11,32x - 23,27$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN .m.} \\ T=-23,27 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2,25 \rightarrow \begin{cases} M=23,70 \text{ KN .m} \\ T=2,2 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2,25 \text{ m} < x < 4,67 \text{ m}$

$$M = 32,65x - 7,74x^2 - 10,53$$

$$T = 15,49x - 32,65$$

$$\text{Pour } x=2,25 \rightarrow \begin{cases} M=23,70 \text{ KN .m} \\ T=2,2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=4,67 \rightarrow \begin{cases} M=-26,97 \text{ KN .m} \\ T=39,68 \text{ KN} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} < x < 1,75 \text{ m}$

$$M = -5,51x - 5,66x^2$$

$$T = 11,32x + 5,51$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T= 5,51\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1,75 \rightarrow \begin{cases} M=-26,97\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=25,32\text{KN} \end{cases}$$

Calcul M^{\max} :

$$M_{\max} = \frac{dM}{dt} = 2,1\text{m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 23,90 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

-Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 26,96 = 13,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 23,9 = 17,92 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

-Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20.Tableau de ferrailage de la volée

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
17,92	0.126	0.169	0.093	5,52	1.2	5HA12=5,65	25
En appui							
13,48	0,095	0.125	0.094	4,08	1.2	4HA12=4,52	25

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01/\text{ml} \text{ et } St = 25\text{cm}.$$

-Vérification des espacements :

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

-Vérifications :

à l'ELU

-Vérification de l'effort tranchant :

$T = 39,68 \text{ KN}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = 0.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

Pas d'armatures transversals

à l'ELS :

-La contrainte du béton :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Vérification de la contrainte dans le béton

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée					
12,84	0,033	5001,02	8,61	15	Vérifiée
En appui					
9,77	0,03	4220.56	7,10	15	Vérifiée

Etat de déformation :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0257 < 0.0625$.La condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche

Tableau III.22.Evaluation de la flèche de la volée

(m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
4,67	5,65	14,63	20,80	26,58	5001,02	12135.6
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.35	42438	37859	35633	66400	0.531	0.934

-Schéma de ferrailage :

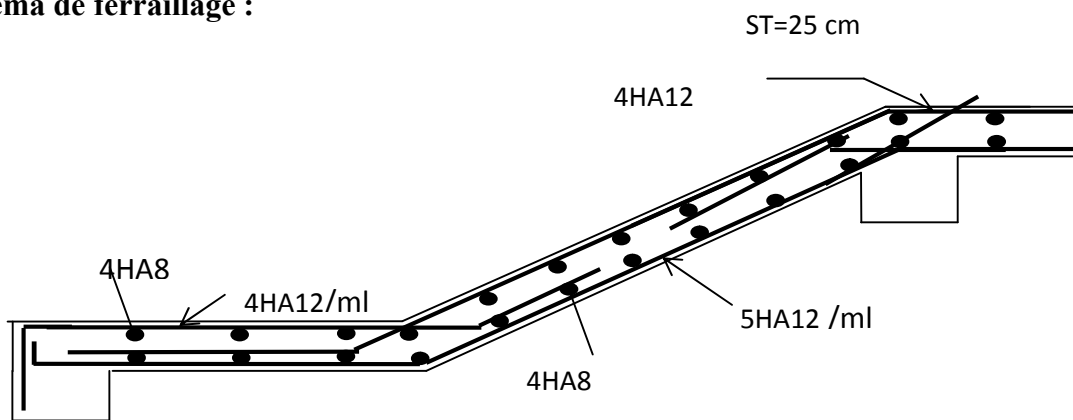


Figure.III.13. Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

III.4. Poutre palière :

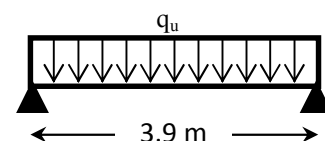
Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

Son poids propre.

Réactions du palier.

Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

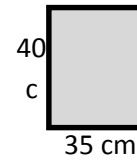


III.4.1. Dimensionnement :

Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

$$\text{Alors, } \begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$



Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.14 < 4 \end{cases}$$

III.4.2. Calcul de la poutre palière :

Charge revenant à la poutre palière :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0.4 * 0.35 * 25 = 3,5 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Charge revenant à l'escalier : } \begin{cases} ELU: 65,02 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 46,93 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Charge de mur : } G_m = 2,67 * 1,53 = 4,08 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Alors, } \begin{cases} q_u = (1.35 * (3,5 + 4,08) + 65,02 = 75,25 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.625 + 16.35 + 4,08 = 54,51 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{12} = 143,06 \text{ KN.m} \quad , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 146,73 \text{ KN}$$

Localisation	Moment
En travée	$0.85 * M^{max} = 121,62 \text{ KN.m}$
Aux appuis	$-0.4 * M^{max} = -71,54 \text{ KN.m}$

Ferraillage à la flexion simple :

Armature longitudinale :

Tableau III.23 : calcul des sections de Ferraillage en travée

Calculs	Conclusions
$M_u = 121,62 \text{ KN.m}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block; margin-bottom: 10px;">$A_{travée} = 3.86 \text{ cm}^2$</div> <p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.605 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.169 < 0,186$	
$\mu_{bu} = 0.169 < \mu_l = 0,388$	
$\alpha = 0.234$	
$z = 0,344 \text{ m}$	

Tableau III.24 : calcul des sections de Ferrailage aux appuis

Calculs	Conclusions
$M_u = 71,54 \text{ KN.m}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block; margin-bottom: 10px;">$A_{appui} = 1.77 \text{ cm}^2$</div> <p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.605 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.099 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10\%$	
$\mu_{bu} = 0.079 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,131$	
$z = 0,359 \text{ m}$	

Armature Transversale :

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.7 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

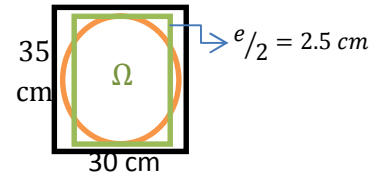
$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 1,103 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{ FPN}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 146,7 \text{ KN} \leq 798 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.



Ferrailage à la torsion :

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section

Creuse à mi- épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

$$\text{Donc, } e = 5,83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 996,7 \text{ cm}^2.$$

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 126,68 \text{ cm.}$$

Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier balancé (Type 2). Donc $M_{tor} = 13,48 \text{ KN.m}$

Armature longitudinale et transversale :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

Armature longitudinale :

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{13,48 * 10^{-3} * 126,68 * 10^{-2} * 1,15}{2 * 996,7 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_l = 2,46 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{13,48 * 10^{-3} * 0,2 * 1,15}{2 * 996,7 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0,388 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 1,15 \text{ MPa.}$$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.25 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	121,62	71,54	13,48
Armature longitudinale (cm ²)	10,15	5,71	2.46
Armature transversale (cm ²)	0,7		0.388
Contrainte de cisaillement (MPa)	1,103		1.15

Tableau III.26 : Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	Appuis
Armature longitudinale (cm ²)	10,15	5,71	2,46	$10,15 + \frac{2,46}{2}$ = 11,38	$5,71 + \frac{2,46}{2}$ = 6,94	6HA16 = 12,06	4HA16 = 8,04
Armature transversale (cm ²)	0.4		0.388	0.4+0.388 = 0,788		4φ ₈ = 2.01cm ² (2 cadre φ ₈) S _t = 10cm	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 7 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 16,04\text{cm}^2$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{tortion}} = 2.652 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.32\text{MPa}.$$

Vérification des contraintes :

$$M_t^{ser} = 88,09 \text{ KN.m}$$

Tableau III.27 : Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
$y = 0.104 \text{ m}$	$\sigma_b = 13,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 6.5912 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 13,96 \text{ MPa}$	

$$M_a^{ser} = 51,82 \text{ KN.m}$$

Tableau III.28 : Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
$y = 0,078 \text{ m}$	$\sigma_b = 10,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 3,7823 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 10,7 \text{ MPa}$	

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.4 \text{ m} > 0.085(3.9) = 0.292\text{m}.$$

$$\textcircled{2} A_t = 11,38\text{cm}^2 < 13,96 \text{ cm}^2$$

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

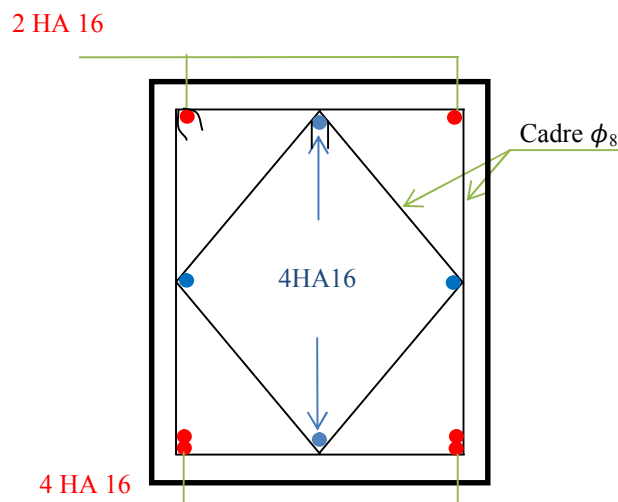


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur tout l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.5.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15$ cm.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

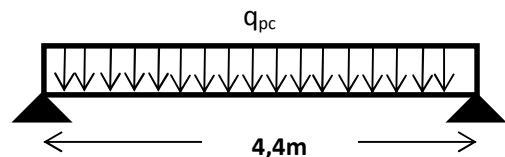
On opte : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.5.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

La poutre qui nous donne des sollicitations plus défavorable est celle de 4,4 m :

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $G_{mur} = 2.67 (3.06 - 0.35) = 7.36 \text{ KN/ml}$.



$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 12,97 \text{ KN/ml.} \\ M_u = q_u * l^2 / 8 = 31,38 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l / 2 = 28,53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} = 9,61 \text{ KN/ml.} \\ M_s = q_s * l^2 / 8 = 23,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_T^u = 0.85 M_u = 26,67 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 0.85 M_s = 19,76 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{Appuis} \begin{cases} M_a^u = -0.5 M_u = -15,69 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 M_s = -11,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.3. Ferrailage :

Tableau III.29 : Ferrailage de la poutre de chaînage

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	26,67	0.086	0.112	0.257	2,97	3HA12 = 3.39	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0,98$
Appuis	- 15,69	0.050	0.065	0.262	1,71	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0,98$

III.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.352 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.32 \text{ MPa}, FN$$

III.5.5. Calcul de l'espacement :

Armatures transversales

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_1^{\min}\right)$$

$$\phi_1 \leq \min(10; 30; 8)$$

Soit $\phi_1 = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Les espacements

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m. } \textcircled{2} S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.243 \text{ m.}$$

$$\textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8f_e A_t}{b(\tau_u - 0.3 * k * f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

III.5.6. Vérification des contraintes :

Tableau III.30 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
Travée	19,76	0.0688	17587	7,74	15

Appuis	- 11,62	0.0572	12332,1	5,39	15	
--------	---------	--------	---------	------	----	--



RPA 99/2003: $A_{min} = 0.5\%(b * h) = 4,5 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a$

III.5.7. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$\textcircled{1} h = 0.3 \text{ m} > 0.075(4.65) = 0.34875m.$
 $\textcircled{2} A_t = 4.52 \text{ cm}^2 < 10.395 \text{ cm}^2$

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

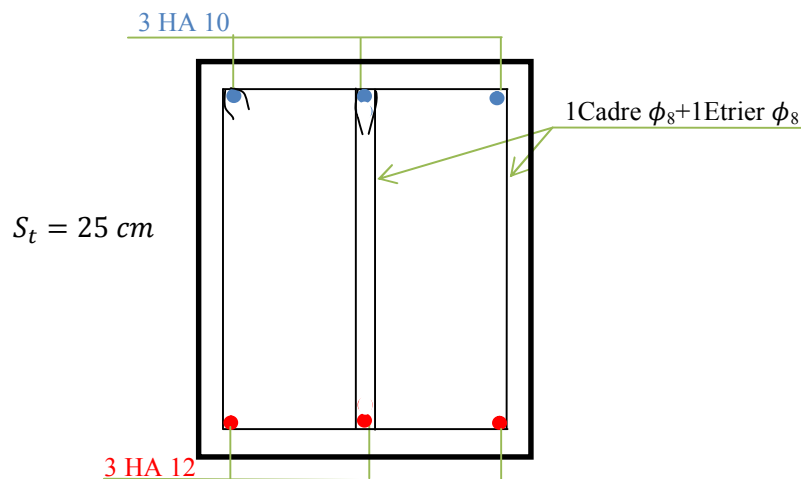


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Calcul de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

III.6.1. Hypothèse de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges

Verticales

Tableau III-31. : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.1285	3,97	1

Horizontales : (dues au séisme).

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (TAB. 6.1 du RPA99).

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

- Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 3,5 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 3,5 = 1,68 \text{ KN}$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*15) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.6.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :

$$\sum A_i = S$$

$$x_c = \frac{1.1 \times 0,15 \times (0,15 / 2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,15 + 0,1 / 2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,15 + 0,1 / 3)}{0.1285}$$

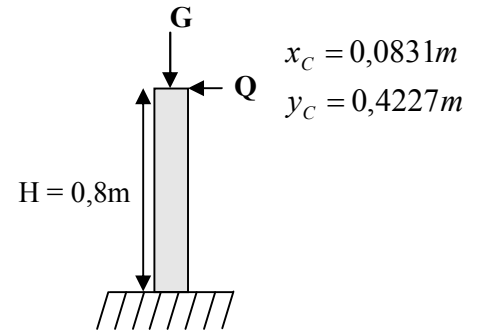


Figure.III.17: Sollicitation sur l’acrotère.

Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 3,5KN/ml \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1KN/ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,8 \Rightarrow M_Q = 0,8KN.m.$$

$$F_p = 1,68KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1,68 \times 0,4227$$

$$\Rightarrow M_{F_p} = 0,71KN.m.$$

NB : La section dangereuse se situe à l’encastrement.

Tableau III. 32 : Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	3,5	4,73	3,5
M (KN)	1,51	1.2	0,8

Calcul de l’excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,2}{4,73} = 0,2536 m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,13$$

} $\rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$e_2 = e_1 + e_a$ tel que:

e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelle).

$$e_a = \max(2cm; \frac{H}{250}) = \max(2cm; \frac{80}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0,2536 + 0.02 = 0.2737m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h : La hauteur de la section qui égale à 15 cm.

l_f : Longueur de flambement qui égale à $2 \times l_0$.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0,8)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 1,02cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 27,37 + 1,02 = 28,39cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 4,73KN \text{ et } M_U = N_U \times e_t = 4,73 * 0,2839 = 1,34 KN.$$

III.6.4. Ferrailage de l'acrotère

a) à l'ELU :

$$h = 15 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$$

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis

la vérification des contraintes se feront à l'ELS.

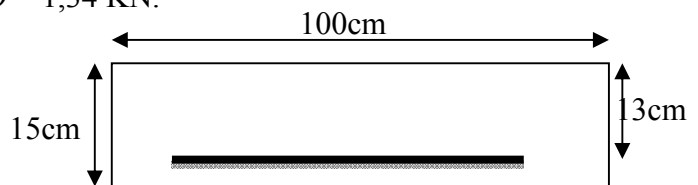


Figure III.18:Section à ferrailler.

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,34 + 4,73 \times \left(0,13 - \frac{0,15}{2}\right) = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0066 < \mu_l = 0,392 \text{ d'où : } A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0066}}{0,8} = 0,0083$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,0083) = 0,129$$

$$A_l = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} = \frac{1,60 \times 10^{-3}}{0,129 \times 348} = 0,356 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,356 \times 10^{-4} - \frac{4,73 \times 10^{-3}}{348} = 0,220 \text{ cm}^2$$

condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ Ø}6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Espacement

Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,68 + 1 \Rightarrow V_u = 2,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,020 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,68}{0,9 \times 0,13 \times 10,04 \times 10^{-2}} = 0,227 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) vérification à l'ELS

$$d = 0,13 \text{ m} ; N_{ser} = 3,5 \text{ KN} ; M_{ser} = 0,8 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \eta = 1,6 \text{ pour les HA (haute adhérence)}$$

Vérification des contraintes

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,8}{3,5} = 0,228 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{H}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m} \quad \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort}$$

normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Position du centre de poussée

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$C = d - e_G \Rightarrow C = 0.232 - 0.075 = -0.153 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0,153)^2 + \frac{(0,13 + 0,153) \times 6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$\Rightarrow p = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0,153)^3 - (0,13 + 0,153)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$\Rightarrow q = 0,0057 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -8,35 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'equation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 154,24^\circ, \quad a = 0,3$$

$$Y_1 = 18,5 \text{ cm}; \quad Y_2 = -30 \text{ cm}; \quad Y_3 = 10,67 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 15 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 18,5 \text{ cm} \Rightarrow Y_1 + C = 3.2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$Y_2 = -30 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 + C = -45.3 \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

$$Y_3 = 10,67 \text{ cm} \Rightarrow Y_3 + C = -4.63 \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Donc on choisit } Y_c = 18,5 \text{ cm} \Rightarrow Y_{ser} = 3.2 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 2.1 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,5 \times 10^{-3}}{2.1 \times 10^{-4}} \times 0.033 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.533 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,5 \times 10^{-3}}{2,1 \times 10^{-4}} (0,13 - 0,033) \Rightarrow \sigma_s = 24,00 \text{ Mpa} \leq \sigma_{st}^- = 240 \text{ Mpa}.$$

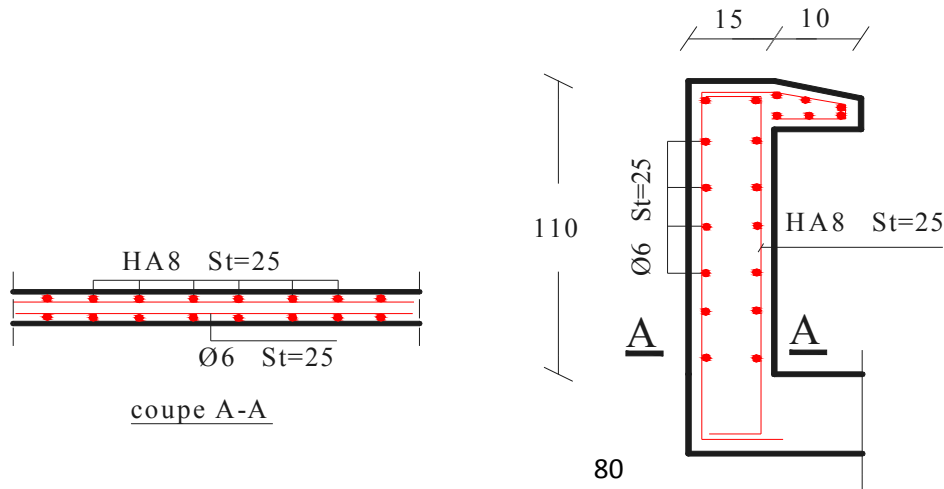


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Étude de l'ascenseur

III.7.1. Définition

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur = 200cm.

l : Largeur de l'ascenseur = 170cm.

H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1.6m/s$.

III.7.2. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle,

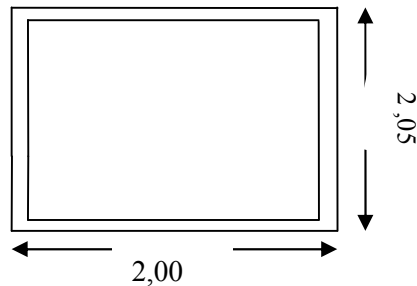


Figure.III.20 : dalle de la cage d'ascenseur.

III.7.3. Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN / m}^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN / m}^2 \text{ Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN / m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.4} = 42.64 \text{ KN / m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 48.74 \text{ KN / m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN / m}^2.$$

III.7.4. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 67.29 \text{ KN / m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad \text{Annexe.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.84 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.75 \text{KNm}$$

Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.36 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.74 \text{KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.95 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.02 \text{KNm}$$

1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

En travée :

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0229$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178\text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.38 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.014$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.017$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.92cm^2 / ml.$$

En appui :

Sens x ; $\mu_{bu} = 0.0064$
 $\alpha = 0.008$

$$z = 0.179m$$

$$A_a = 0.47cm^2 / ml$$

Sens y : $\mu_{bu} = 0.0049$
 $\alpha = 0.0061$

$$z = 0.179m$$

$$A_a = 0.32cm^2 / ml$$

Tableau III.33: section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M(KN.m) Travée	M(KN.m) Appui	A_{cal} travée	A_{cal} appui	$A_{adopté} (cm^2)$ travée	$A_{adopté}$ appui
Sens xx	8.36	2.95	1.38	0.47	5HA10=3.93	4HA10=3.14
Sens yy	5.74	2.02	0.92	0.32	5HA10=3.93	4HA10=3.14

2. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

En travée

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.85$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.72\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 5HA10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72\text{cm}^2 / \text{ml}. \text{ vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}. \text{ vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \text{ Vérifiée.}$$

En appui

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 38.13 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 40.13 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{40.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.23 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

3. Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 48.74 + 1 = 49.74 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.27 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.45 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.03 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.48 \text{ KNm}$$

1) Vérification des contraintes

Tableau III.34: vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	7.03	24296	5,48	1.58	15
Travées (y)	5.48	13686	4	1.62	15

III.7.5. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

($a_0 \times b_0$) : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

($u \times v$) : Surface d'impact.

a_0 Et u : dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 Et v : dimensions suivant le sens $y-y'$.

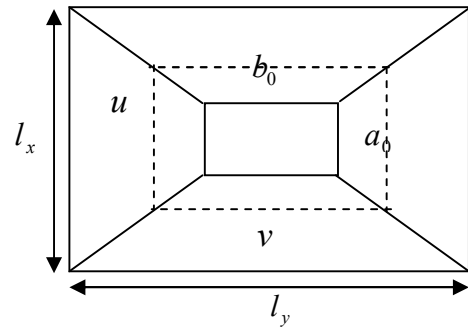
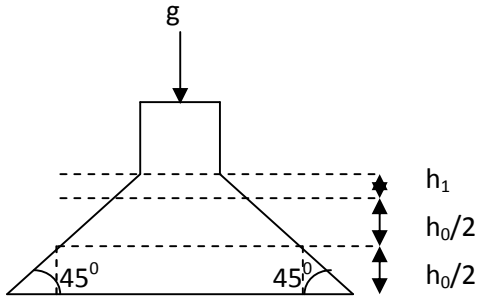


Figure III.21: la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 90cm \\ b_0 = 100cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 90 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 120cm. \\ v = 100 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 130cm. \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0.70$ et $\rho = 0.85$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0.65$ et $\rho = 0.85$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1 = 0.077$ et $M_2 = 0.062$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 7.51 \text{KNm} \\ M_{y1} = 6.05 \text{KNm} \end{cases}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.42 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.97 \text{KNm}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'annexe 1.

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.93 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.99 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 8.93 = 7.59 \text{KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 7.99 = 6.79 \text{KNm} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Tableau III.35:ferraillage de la dalle de la salle des machines :

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	7.59	2.67	1.22	0.42	5T10=3.93	4T10=3.14
Sens y-y	6.79	2.39	1.09	0.38	5T10=3.93	4T10=3.14

1. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \text{ Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limite.

h : épaisseur de la dalle.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 750 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v > u \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 25.02 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 25.68 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 25.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

d) Espacement des barres

$$\text{Sens } x-x' : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens } y-y' : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

2. Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 6.46 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 5.95 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.22 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.95 \text{KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.68 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.90 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_i^x = 0.85 \times M_0^x = 6.52 \text{KN.m} \text{ et } M_i^y = 0.85 \times M_0^y = 5.86 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Tableau III.36: vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.52	13686.15	4	3.81	15
Travées (y)	5.86	13686.15	4	2,56	15

b) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.117 \geq 1/16 = 0.06 \quad (1). \\ h / l = 0.117 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad (2). \\ A / b.d = 0.0021 \leq 4,2 / f_c = 0.01 \quad (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. On est dispensé de la vérification de la flèche.

c) Schéma de ferrailage :

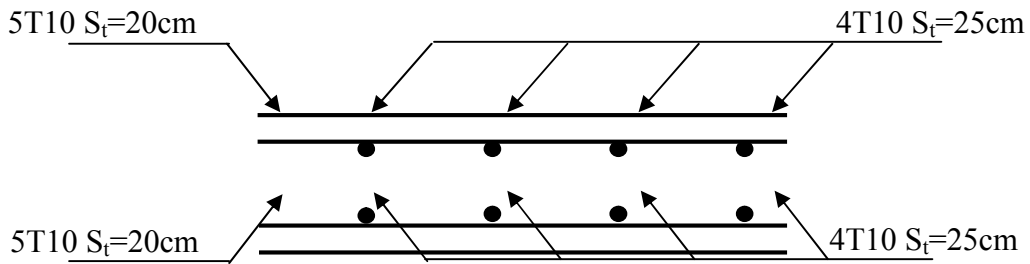


Figure III.22: vue en coupe du ferrailage de la dalle.

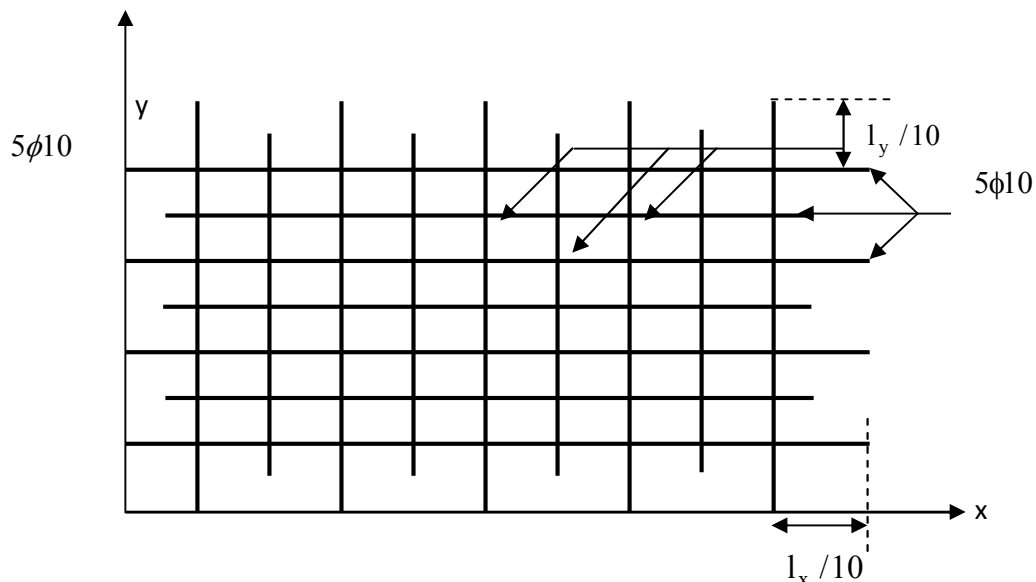


Figure III.23: schéma du ferrailage de la dalle.

VIII. Conclusion

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrailés.

Dans notre structure, nous avons deux types d'escaliers, le premier type est à deux volées le deuxième à une seule volée. Ces deux types ont été étudiés et ferrailés.

Nous nous sommes ensuite intéressés à l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée.

Un ferrailage adéquat a été adopté.

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou (17m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article **(3.4.A.1.a) du RPA99/** version 2003, la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2. Méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.2.1.La méthode statique équivalente

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Condition d'application de la méthode

- D'après le RPA 99 (Art 4.1.2), les conditions d'applications de la méthode statique sont :
- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
 - Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

➤ Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

Avec :

- ✓ **A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99 (Tableau 4.1)**
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$

✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec (RPA99 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. Tableau 4.7

$$\text{Dans notre cas le sol meuble (Site } S_3) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ (RPA99 Art 4.2.3)}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (RPA99. tableau 4.2)

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne: $\xi=8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,82$$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \text{(RPA99 art 4.2.4) min} \begin{cases} T = C_T * (h_N)^{3/4} \\ T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N=31.62 \text{ m}$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0,05(\text{tableau 4.6 du RPA 99/2003})$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

considérée. $\begin{cases} L_x = 13,23 \text{ m} \\ L_y = 21,56 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.782 \text{ sec} \\ T_y = 0.613 \text{ sec} \end{cases}$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times \min(0.782; 0.667) = 0.867s \\ T_{sy} = 1.3 \times \min(0.613; 0.667) = 0.797s \end{cases}$$

• **Calcul de D**

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0.4 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.65)^{\frac{2}{3}} = 1.683$$

$$D_y = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.62)^{\frac{2}{3}} = 1.781$$

✓ **Q** : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-1: Valeurs des pénalités Q .

Critère Q	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	P_q	Observé	P_q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	NON	0.05
2- Redondance en plan	NON	0.05	NON	0.05
3- Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4- Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	NON	0.05	NON	0.05
6- Contrôles d'exécution	/	0	/	0
Total	$Q_x=1.25$		$Q_y=1.25$	

✓ **W** :Poids total de la structure. La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a un seul niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Tableau IV-2: Poids total de la structure.

Niveau	$W_{Gi}(\text{KN})$	$W_{Qi}(\text{KN})$	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}(\text{KN})$
31.62	1527,384	185.222	1629.983
28.56	3574,349	585.340	3676.948
25.50	3488,958	512.997	3591.557
22.44	3450,333	512.997	3552.932
19.38	3498,477	512.997	3601.067
16.32	3497,356	512.997	3599.955
13.26	3497,272	512.997	3599.871
10.20	3556,013	512.997	3658.612
7.14	3561,273	512.997	3663.872
4.08	3925,475	512.997	4028.074

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 34602.871 \text{KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.683 \times 1.25}{5} \times 34602.871 = 2183.873 \text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.781 \times 1.25}{5} \times 34602.871 = 2311.039 \text{KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

A. Par Accéléro-grammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

B. Méthode spectrale modale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

B.1. Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

➤ Représentation graphique du spectre de raiponce de calcul :

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (**spectre**).

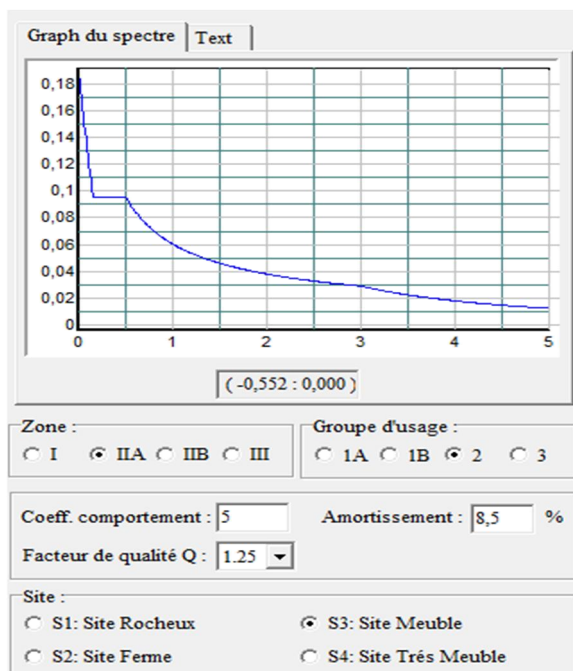


Figure IV-1 : Spectre de réponse.

B.2. Les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000 Version14.2.2

IV.3. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**, comme le montre la figure suivante :

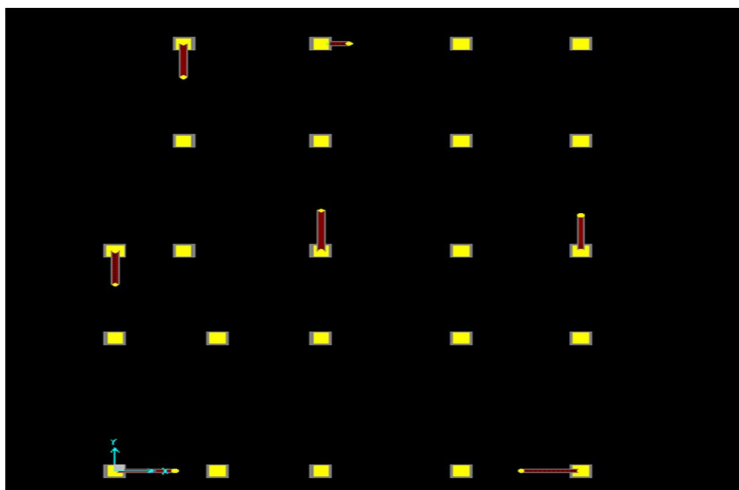


Figure IV-2 : Disposition des voiles.

IV.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 l'article 4.3.4 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV-3 : Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	période T(s)	Mode individuel(%)			Somme cumulée(%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,853741	0,76987	0,00591	0,000001585	0,76987	0,00591	0,000001585
2	0,794327	0,0057	0,76457	5,556 E-07	0,77557	0,77048	0,000002141
3	0,717325	0,00008408	0,0004	7,959 E-07	0,77565	0,77088	0,000002937
4	0,275011	0,11101	0,00036	1,613 E-08	0,88666	0,77124	0,000002953
5	0,244212	0,00062	0,1153	0,000001915	0,88728	0,88654	0,000004868
6	0,219103	0,01141	0,00022	0,00001164	0,8987	0,88676	0,00001651
7	0,156795	0,03386	0,00001731	0,00006663	0,93256	0,88678	0,00008315
8	0,126337	0,00005085	0,04612	0,00005417	0,93261	0,9329	0,00014
9	0,113263	0,00071	0,00035	0,00154	0,93332	0,93325	0,00168
10	0,110646	0,01014	0,00026	0,00031	0,94346	0,93352	0,00199
11	0,103462	0,01476	0,00003946	0,00044	0,95822	0,93356	0,00243

Analyse des résultats :

On constate que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99.V2003 majorée de 30 %.

($T_y = 0.794s \leq T_{Sy} = 0.797s$; $T_x = 0.853s \leq T_{Sx} = 0.867s$).

La participation modale du 1^{er} mode suivant le sens X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation suivant le sens X tel que montré sur la figure IV-3. et on constate que le 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant Y tel que montré sur la figure IV-4. et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV-5.

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

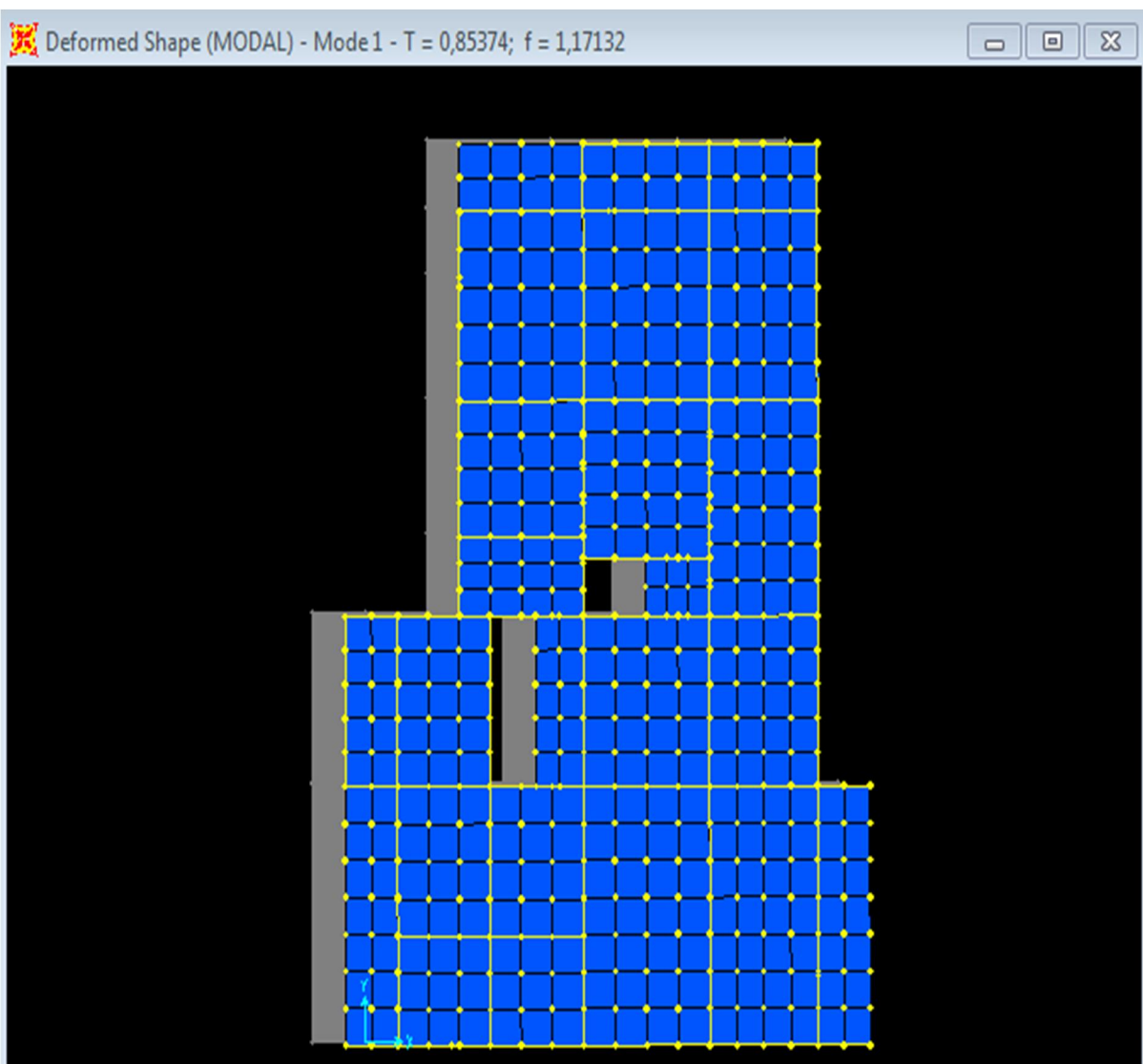


Figure IV-3 : 1^{er} Mode de vibration (T=0.853s translation suivant X).



Figure IV-4 : 2^{ème} Mode de vibration (T=0.794s translation suivant Y).

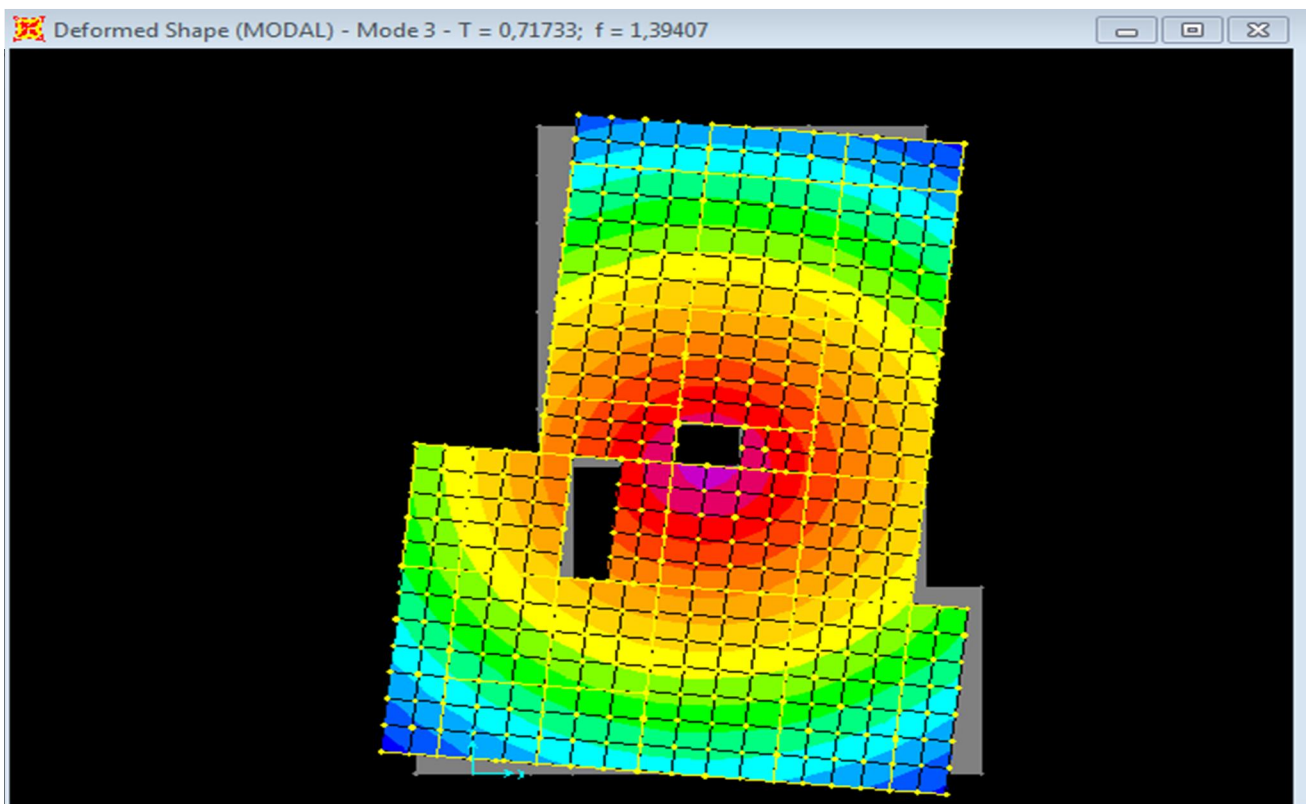


Figure IV-5 : 3^{ème} Mode de vibration (T=0.717s rotation autour de L'Axe Z)

IV.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau IV-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

force sismique	V statique(KN)	0.8V statique(KN)	V dynamique(KN)	Observation
Sens x-x	2183.873	1747.098	1811,891	Vérifiée
Sens y-y	2311.039	1848.831	1889,588	vérifiée

IV.4.3. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

• Sous charges verticales

Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% .$$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Vérification de l'interaction sous charges verticale.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise(%)	
	portiques	voiles	portiques	Voiles
RDC	31013,57	6856,109	81,895519	18,104481
E1	27407,104	6065,043	81,880329	18,119671
E2	24057,807	5396,03	81,679704	18,320296
E3	20594,36	4847,253	80,947541	19,052459
E4	17355,938	4132,41	80,769066	19,230934

E5	14146,874	3388,104	80,678025	19,321975
E6	10867,918	2712,47	80,026565	19,973435
E7	7716,608	1957,531	79,765321	20,234679
E8	4585,702	1138,141	80,115789	19,884211
E9	1384,337	232,132	85,639564	14,360436

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans les étages sauf le dernier.

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et l'épaisseur des voiles comme suit :

Tableau IV-6 : dimension des poteaux et voiles.

Etages	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm)
RDC+1+2 ^{eme}	65×60	20
3+4+5 ^{eme}	65×55	20
6+7+8 ^{eme}	60×55	20
9 ^{eme}	60×50	20

- **Sous charges horizontales**

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale.

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	788,458	827,465	48,79304	51,20696	519,26	1241,509	29,49052	70,50948
E1	992,262	390,536	71,75755	28,24245	887,105	738,454	54,5723	45,4277
E2	883,585	407,147	68,45612	31,54388	856,829	647,714	56,94945	43,05055
E3	819,709	384,091	68,09345	31,90655	817,026	567,345	59,01785	40,98215

E4	775,554	321,284	70,70816	29,29184	763,256	482,626	61,2623	38,7377
E5	701,352	265,332	72,55235	27,44765	689,282	392,129	63,73913	36,26087
E6	588,595	221,186	72,6857	27,3143	539,664	353,356	60,43135	39,56865
E7	473,514	152,499	75,63964	24,36036	445,149	236,663	65,28911	34,71089
E8	435,648	84,582	83,74142	16,25858	383,65	147,208	72,2698	27,7302
E9	199,752	47,076	80,92761	19,07239	206,335	54,595	79,07676	20,92324

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans étages sauf dans les 3 dernies niveaux dan le sens X-X et le 9 étage sens Y-Y.

IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de poteau.

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

Le tableau ci-dessous présente la vérification de l'effort normale réduit dans le poteau le plus sollicité.

Tableau IV-8 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	V	Condition
RDC	-2443,649	65×60	0,25063	vérifier
E1	-2157,019	65×60	0,22123	vérifier
E2	-1891,223	65×60	0,19397	vérifier
E3	-1629,132	65×55	0,18228	vérifier
E4	-1374,124	65×55	0,15375	vérifier
E5	-1122,612	65×55	0,12561	vérifier
E6	-873,272	60×55	0,10585	vérifier
E7	-628,699	60×55	0,07621	vérifier
E8	-387,982	60×55	0,04703	vérifier
E9	-128,032	60×50	0,01707	vérifier

IV.4.5. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \text{. RPA (article 5.10) } h_e : \text{Étant la hauteur de l'étage.}$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV-9 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y.

Niveaux	sens X-X						sens Y-Y				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
4.08	0,0019	0,0095	0	0,0095	4,08	0,00232843	0,0013	0,0065	0	0,0065	0,00159314
7.14	0,004	0,02	0,0095	0,0105	3,06	0,00343137	0,0032	0,016	0,0065	0,0095	0,00310458
10.20	0,0062	0,031	0,02	0,011	3,06	0,00359477	0,0053	0,0265	0,016	0,0105	0,00343137
13.26	0,0083	0,0415	0,031	0,0105	3,06	0,00343137	0,0074	0,037	0,0265	0,0105	0,00343137
16.32	0,0103	0,0515	0,0415	0,01	3,06	0,00326797	0,0093	0,0465	0,037	0,0095	0,00310458
19.38	0,0121	0,0605	0,0515	0,009	3,06	0,00294118	0,0111	0,0555	0,0465	0,009	0,00294118
22.44	0,0137	0,0685	0,0605	0,008	3,06	0,00261438	0,0126	0,063	0,0555	0,0075	0,00245098
25.50	0,0151	0,0755	0,0685	0,007	3,06	0,00228758	0,0139	0,0695	0,063	0,0065	0,00212418
28.56	0,0162	0,081	0,0755	0,0055	3,06	0,00179739	0,0148	0,074	0,0695	0,0045	0,00147059
31.62	0,017	0,085	0,081	0,004	3,06	0,00130719	0,0156	0,078	0,074	0,004	0,00130719

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k \max} = 1.10 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k \max} = 1.05 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 306 \text{ cm}$$

IV.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-10 : Vérification à L'effet P- Δ .

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1	4,08	2965,1415	0,0095	161,5923	0,0427256	0,0065	176,0769	0,02682849
2	3,06	2609,0142	0,0105	138,2798	0,06474192	0,0095	162,5559	0,04982828
3	3,06	2253,4129	0,011	129,0732	0,06275899	0,0105	150,4543	0,05139301
4	3,06	1903,6857	0,0105	120,38	0,05426362	0,0105	138,4371	0,04718572
5	3,06	1553,95	0,01	109,6838	0,04629916	0,0095	124,5882	0,0387224
6	3,06	1204,1024	0,009	96,6684	0,03663532	0,009	108,1411	0,03274867
7	3,06	859,0691	0,008	80,9781	0,02773506	0,0075	89,302	0,02357799
8	3,06	510,1733	0,007	62,6013	0,01864279	0,0065	68,1812	0,01589443
9	3,06	152,7384	0,0055	52,023	0,00527709	0,0045	53,0858	0,00423117
10	3,06	0	0,004	24,6828	0	0,004	26,094	0

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14 dans l'ordre suivant :**(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G + E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations les plus défavorable suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2.1 Recommandations du RPA99/Version 2003

V.2.1.1 Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

Les Armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
- $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.
- La distance des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

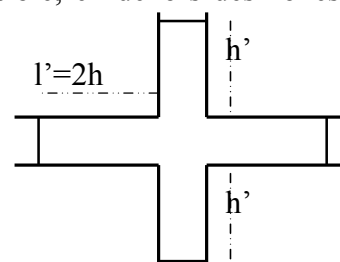


Figure. V.1 : Zone nodale.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{ cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC+1+2 ^{eme}	65×60	31.2	156	234
3+4+5 ^{eme}	65×55	28.6	143	214.5
6+7+8 ^{eme}	60×55	26.4	132	198
9 ^{eme}	60×50	24	120	180

V.2.1.2 Armatures transversales (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

V_u : L'effort tranchant max dans le poteau.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g : \text{l'élanement géométrique}).$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la sections droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. (zone IIa)
- **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. (zone IIa)

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	N_{\max} et M_{cor}		N_{\min} et M_{cor}		M_{\max} et N_{cor}	
	KN	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN
RDC	-2443.696	12.0275	-46.592	89.5616	-215.7265	-2128.585
1+2 ^{eme}	-2157.019	42.9751	-48.577	-33.5013	-173.393	1273.67
3+4+5 ^{eme}	-1629.132	35.3692	-144.3425	-25.8207	163.3581	1042.712
6+7+8 ^{eme}	-873.272	34.2058	-86.736	-13.1617	116.6127	-519.498
9 ^{eme}	-184.067	64.3768	-3.984	9.8498	-101.0607	123.145

V.2.3. Ferrailage des poteaux

V.2.3.1. Armatures longitudinales

Les sections de ferrailage sont calculées à la flexion composée.

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A_{\min} (cm ²) RPA	A_{cal} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Section de ferrailage
RDC	65×60	31.2	35.12	37.68	12HA20
1+2 ^{eme}	65×60	31.2	31,01	31.29	8HA20+4HA14
3+4+5 ^{eme}	65×55	28.6	23.42	29.66	8HA20+4HA12
6+7+8 ^{eme}	60×55	26.4	17.325	29.66	8HA20+4HA12
9 ^{eme}	60×50	24	15.75	24.13	12HA16

Voir le schéma de ferrailage des poteaux dans le Tableau V.9.

V.2.3.2. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Section cm ²	ϕ_t^{\min} (cm)	L _f (cm)	λ_g	V _u (KN)	t (zone nodale)	t (zone courante)	A _t (cm ²)	A _{t min} (cm ²)	A _{t opt} (cm ²)	nombre de barres
65×60	2	270.72	4.164	-157.325	10	15	4.54	4.95	5.15	4HA10+4HA8
65×60	1.4	199.32	3.066	-148.582	10	15	3	4.62	4.71	6HA10
65×55	1.2	199.32	3.066	135.896	10	15	2.35	4.53	4.71	6HA10
60×55	1.2	199.32	3.322	-103.695	10	15	1.94	4.53	4.71	6HA10
60×50	1.6	199.32	3.322	-60.390	10	15	1.81	4.12	4.71	6HA10

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}) \Rightarrow \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66\text{mm}$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4. Vérifications

V.2.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le CBA93 (art B.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur de $l_0=4.08\text{m}$ et un effort normal de $N_{\max}=-2443.696\text{KN}$

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.7072 m$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.187 m$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{2.7072}{0.187} = 14.42 \Rightarrow \alpha = 0.821$

$B_r = 0.3534 m^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0.821 \times \left(\frac{0.3534 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.68 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6448.99 KN$$

On a $N_{max} = -2443.696 KN < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

Tableau V-5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _r (cm)	I (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
RDC	65×60	386.75	270.72	18.76	14.42	0.822	37.68	3534	6448.99	-2443.696
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	65×60	284.75	199.32	18.76	10.62	0.834	31.29	3534	6365.74	-2157.019
3+4+5 ^{eme} étage	65×55	284.75	199.32	18.76	10.62	0.834	29.66	3224	5839.68	-1629.132
6+7+8 ^{eme} étage	60×55	284.75	199.32	17.32	11.51	0.832	29.66	2964	5425.09	-873.272
9 ^{eme} étage	60×50	284.75	199.32	17.32	11.51	0.832	24.13	2679	4825.94	-184.067

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.2.4.2. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ;$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
RDC	65×60	62	37.68	36.99	28.01	1805282.047	-1781.679	8.711	4.74	15
1 ^{er} + 2 ^{eme} étage	65×60	62	31.29	35.66	29.34	1737701.616	-1572.613	31.151	4.67	15
3+4+5 ^{eme} étage	65×55	62	29.66	35.76	29.24	1603021.651	-1187.819	25.622	3.32	15
6+7+8 ^{eme} étage	60×55	57	29.66	33.21	26.79	1275800.958	-636.953	24.768	1.93	15
9 ^{eme} étage	60×50	57	24.13	32.90	27.10	1135454.417	-134.907	46.595	1.80	15

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.3. Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

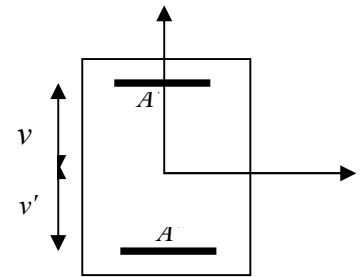


Fig V.2. Section d'un poteau

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V-7: Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
RDC	65×60	270.72	4.165	0.04	62	-157.325	0.423	1
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	65×60	199.32	3.066	0.04	62	-148.582	0.399	1
3+4+5 ^{eme} étage	65×55	199.32	3.066	0.04	62	135.896	0.398	1
6+7+8 ^{eme} étage	60×55	199.32	3.322	0.04	57	-103.695	0.304	1
9 ^{eme} étage	60×50	199.32	3.322	0.04	57	-60.390	0.210	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :
 $L_r = 40\Phi_{\max}$ en zone I et II

RDC au 9^{em} étage : $\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 80 \text{ cm}$

- **Les zones nodales**

La zone nodale est définie par h' tel que :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right).$$

h_e: hauteur d'étage.

(b₁, h₁): section de poteau.

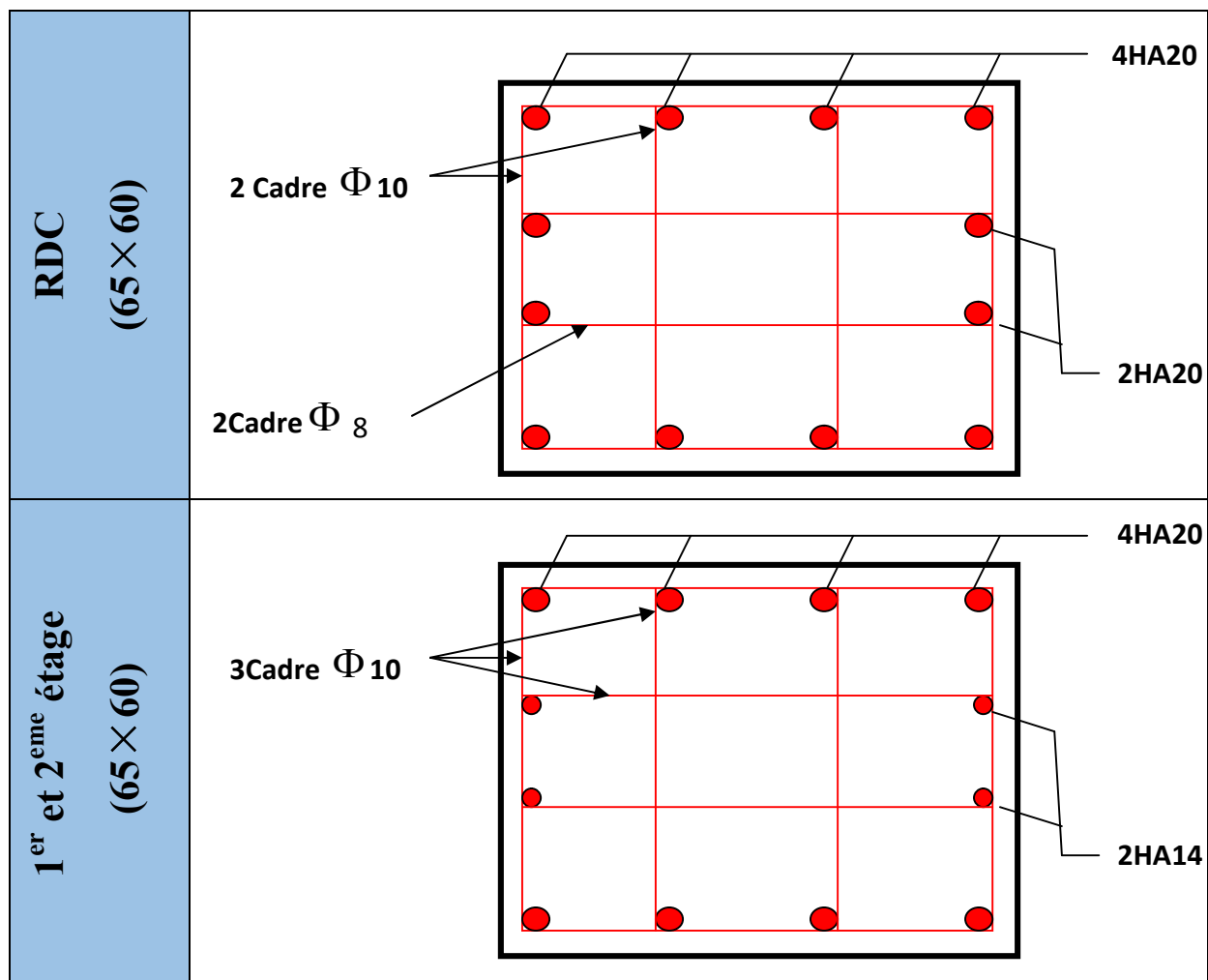
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

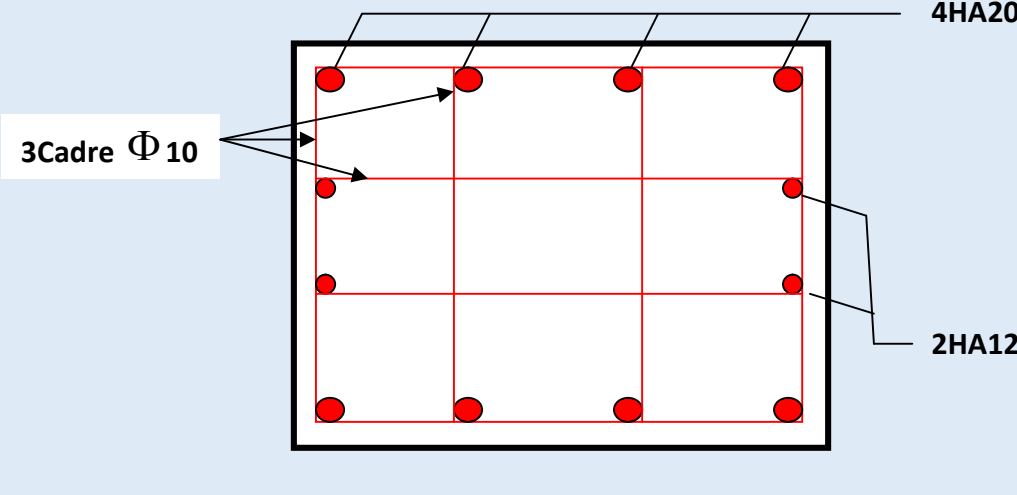
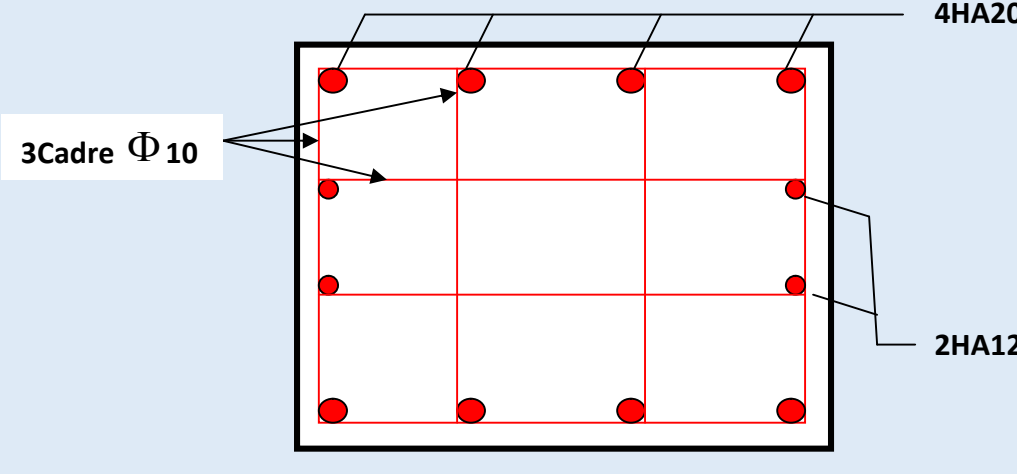
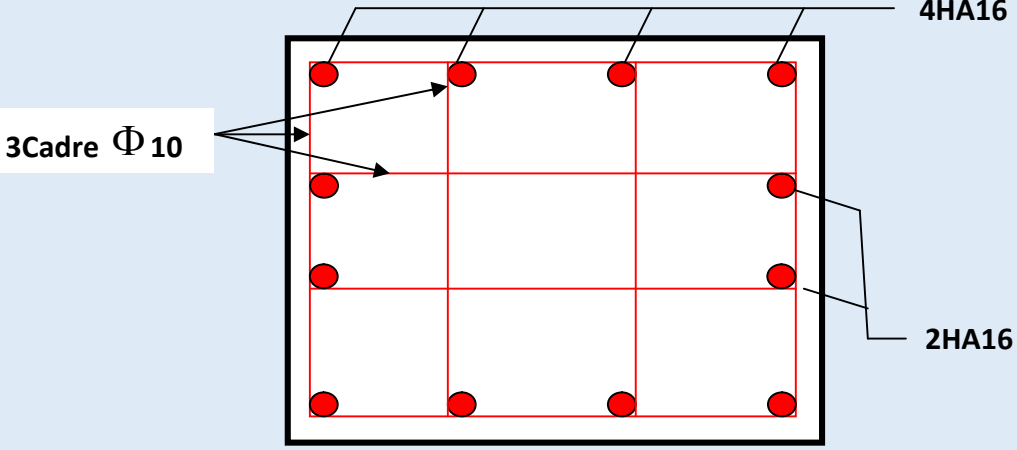
Tableau V-8: Zones nodales dans les poteaux

Niveaux	h_e (cm)	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\frac{h_e}{6}$	h' (cm)
RDC	386.75	60	65	64.45	65
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	284.75	60	65	47.45	65
3+4+5 ^{eme} étage	284.75	55	65	47.45	65
6+7+8 ^{eme} étage	284.75	55	60	47.45	60
9 ^{eme} étage	284.75	50	60	47.45	60

V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V-9 : ferrailage des différents poteaux



<p>3+4+5^{eme} étage (65 × 55)</p>	
<p>6+7+8^{eme} étage (60 × 55)</p>	
<p>9^{eme} étage (60 × 50)</p>	

.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

- 1) $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0,8 \times G + E$
- 6) $0,8 \times G - E$

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003

V.3.1.1. Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi_{\max}$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.3.1.1. Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres

V.3.2.1. Les armatures longitudinales

Tableau V-10 : Armatures longitudinales des poutres

Dalle	Type de poutre	Section	Local	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} ² (Cm ²)	A _{min} ² (Cm ²)	A _{adopté} ² (Cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC ou E7	Poutre principale	40×50	Appui	157.1289	148.975	8.55	10	10.65	3HA14+3HA16
			Travée	108.3194		5.85		10.65	3HA14+3HA16
	Poutre secondaire	30×35	Appui	96.5569	219.834	7.76	5.25	8.64	3HA14+2HA16
			Travée	56.8041		5.21		6.88	3HA14+2HA12
E8	Poutre principale	40×50	Appui	129.4330	114.389	8.12	10	10.65	3HA14+3HA16
			Travée	79.3744		4.93		10.65	3HA14+3HA16
	Poutre secondaire	30×35	Appui	56.6769	152.474	5.20	5.25	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	60.0032		4.78		6.88	3HA14+2HA12
E9	Poutre principale	40×50	Appui	100.2246	81.838	6.25	10	10.65	3HA14+3HA16
			Travée	68.9929		3.71		10.65	3HA14+3HA16
	Poutre secondaire	30×35	Appui	23.8742	18.950	1.87	5.25	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	14.8748		1.16		6.88	3HA14+2HA12

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \Phi_l \quad \text{RPA/2003 (Art 7.5.2.1)}$$

$$\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 70\text{ cm.}$$

$$\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 50\text{cm.}$$

V.3.2.2. Les armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

- **Poutres principales**

$$\phi_t < \min\left(12; \frac{500}{35}; \frac{400}{10}\right) \text{mm}, \text{ donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$.

- **Poutres secondaires**

$$\phi_t < \min\left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) \text{mm}, \text{ donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi_t = 4T10 = 3.14\text{ cm}^2$.

- **Espacement S_t d'armatures transversales**

Selon le RPA99 :

- **Poutres principales**

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_{\min}) = 12.5\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 25\text{cm}$. Soit $S_t = 20\text{ cm}$.

- **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\varnothing_{\min}) = 8.75\text{cm}$ soit $S_t = 8\text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 17.5\text{ cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$.

V.3.2.3. Vérification des sections d’armatures transversales

$A_t > 0,003 \times S_t \times b$.

- **Poutres principales**

$A_t (=3.14\text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 2.4\text{cm}^2$ Vérifiée.

- **Poutres secondaires**

$A_t (=3.14\text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{ cm}^2$ Vérifiée.

V.3.3. Vérification à l’ELU

V.3.3.1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V-11 : Vérification de la section minimale.

Poutres	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principales	2.27	3.14	Vérifiée
Secondaires	1.16	3.14	Vérifiée

V.3.3.2. Contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$.

Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u (\text{MN})$	$\tau_u (\text{MPa})$	Observation
Principales	0.148975	0.792	Vérifiée
Secondaires	0.219834	2.289	Vérifiée

V.3.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement aux voisinages des appuis

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$.

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d})$.

Tableau V-13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principale	10.65	148.975	157.1289	3.93	-5.56	Vérifiée
Secondaires	8.64	219.834	96.5569	5.49	-2.88	Vérifiée

V.3.3.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99** (Article 7.4.2.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

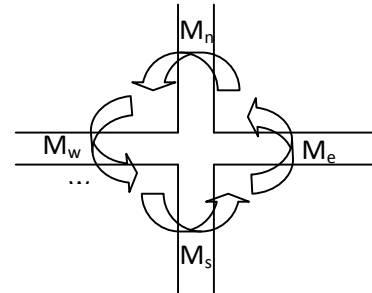


Figure V.3 : La zone nodale

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1- Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0.85 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_f (KN.m)
RDC	65×60	55.25	37.68	724.47
1+2^{eme}	65×60	55.25	31.29	601.61
3+4+5^{eme}	65×55	55.25	29.66	570.27
6+7+8^{eme}	60×55	51	29.66	526.40
9^{eme}	60×50	51	24.13	428.25

2- Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux

Tableau V.15 : Moments résistant dans les poutres

Niveaux	Poutres principales (plan YY)			Poutres secondaires (plan XX)		
	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
1 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
2 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
3 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
4 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
5 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
6 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
7 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	8.64	89.45
8 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	6.88	71.23
9 ^{ème} étage	42.5	10.65	157.51	29.75	6.88	71.23

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales

Niveaux	Plan	M _s	M _n	M _s +M _n	M _w	M _e	1.25 (M _w + M _e)	Observation
RDC	XX	724.47	724.47	1448.94	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	724.47	724.47	1448.94	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
1 ^{ème} étage	XX	601.61	601.61	1203.22	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	601.61	601.61	1203.22	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
2 ^{ème} étage	XX	601.61	601.61	1203.22	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	601.61	601.61	1203.22	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
3 ^{ème} étage	XX	570.27	570.27	1140.54	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	570.27	570.27	1140.54	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
4 ^{ème} étage	XX	570.27	570.27	1140.54	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	570.27	570.27	1140.54	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
5 ^{ème} étage	XX	570.27	570.27	1140.54	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	570.27	570.27	1140.54	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
6 ^{ème} étage	XX	526.40	526.40	1052.80	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	526.40	526.40	1052.80	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
7 ^{ème} étage	XX	526.40	526.40	1052.80	89.45	89.45	178.90	Vérifiée
	YY	526.40	526.40	1052.80	157.51	157.51	315.02	Vérifiée
8 ^{ème} étage	XX	526.40	526.40	1052.80	71.23	71.23	142.46	Vérifiée
	YY	526.40	526.40	1052.80	157.51	157.51	315.02	Vérifiée

9 ^{eme} étage	XX	446.01	428.25	856.50	71.23	71.23	142.46	Vérifiée
	YY	446.01	428.25	856.50	157.51	157.51	315.02	Vérifiée

V.3.4. Vérifications à l'ELS

V.3.4.1. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{contrainte admissible du béton}).$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0.$$

Tableau V.17 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Type de poutre	section	localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Principale	40×50	Appuis	93.7588	208097.7738	15.79	7.11	Vérifiée
		Travée	57.5113	208097.7738	15.79	4.36	Vérifiée
Secondaire	30×35	Appuis	40.8334	68745.4287	12.86	7.63	Vérifiée
		Travée	40.6703	58540.0145	11.79	8.19	Vérifiée

V.3.4.2. Vérification de la flèche

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ (1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2)

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3)

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

Tableau V.18: Vérification de la flèche pour les poutres

Poutre	Position	h_t (cm)	b (cm)	l (cm)	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
--------	----------	---------------	-----------	-----------	-----------------------------	---------------------	------------------	------------------	------------------

principale	étage courant	50	40	670	10.65	93.7588	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
secondaire	étage courant	35	30	440	8.64	40.8334	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5. Schéma de ferrailage des poutres

Tableau V.19 : ferrailage des poutres

	travée	appui
Poutres principales tout les étage (40x50)	<p>3HA16 Cadre HA10 Epingle HA10 3HA14 3HA16</p>	<p>3HA16 Cadre HA10 Epingle HA10 3HA14 3HA16</p>
Poutre secondaire RDC ou E7 (30x35)	<p>3HA14 Cadre HA10 Epingle HA10 2HA12 3HA14</p>	<p>3HA14 Cadre HA10 Epingle HA10 2HA16 3HA14</p>
Poutre secondaire E8 +E9 (30x35)	<p>3HA14 Cadre HA10 Epingle HA10 2HA12 3HA14</p>	<p>3HA14 Cadre HA10 Epingle HA10 2HA12 3HA14</p>

V.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\checkmark \text{ Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5 ; \quad \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\begin{array}{lll} * 1.35G+1.5Q & * G+Q+E & * 0.8G+E \\ * G+Q & * G+Q-E & * 0.8G-E \end{array}$$

V.4.1.Recommandation du RPA

A. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.20%**.

$$A_{\min} = 0.20\% (L_t \times e)$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingle par $1m^2$ au moins.

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d’armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10\%b \times h$dans la zone courante.

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$.

- L’espaceur : $S_t = \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$.

- Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l’extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charge.

F. La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte limite de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau_u = \frac{V}{e \times d} < \tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$.

e : épaisseur du voile.

d : hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

h : hauteur totale de la section.

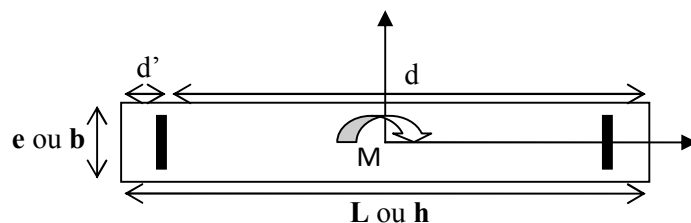


Figure V.4 : Schéma d'un voile plein

V.4.2.ferraillage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$)

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- $N^{bre}/face$: nombre de barres adaptées par face.
- S_v : Espacement.
- A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- A_H^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

1. Les sollicitations dans les voiles

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V.20 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens X-X.

Voile	Niveau	$N_{max} \Delta M_{corr}$		$N_{min} \Delta M_{corr}$		$M_{max} \Delta N_{corr}$		V(KN)
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	
$V_x=0.8$	RDC	1118.128	46.6526	-59.987	-407.474	466.526	1118.128	204.173
	E1 au E2	802.237	-1.953	225.701	-35.361	-35.447	413.615	-127.054
	E3 au E5	637.753	4.746	116.547	-83.384	104.777	567.498	70.327
	E6 au E8	346.180	0.304	54.528	-57.957	-77.724	119.201	-55.41
	E9	/	/	/	/	/	/	/
$V_x=1.7$	RDC	2417.701	95.874	1076.818	-728.572	909.405	1343.818	-610.935
	E1 au E2	2160.114	92.708	892.518	-2519.758	2492.430	1172.685	-338.485
	E3 au E5	1712.152	137.829	577.147	-2046.168	2810.402	894.244	-293.463
	E6 au E8	936.707	324.512	307.983	1388.616	2150.713	702.694	-115.157
	E9	104.430	104.175	-1.780	-105.756	-105.756	-1.780	-51.244

Tableau V.21 : Les sollicitations dans les voiles dans le sens YY

Voile	Niveau	$N_{max} \Delta M_{corr}$		$N_{min} \Delta M_{corr}$		$M_{max} \Delta N_{corr}$		V(KN)
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	
$V_y=1.7$ (1)	RDC	1301.506	-860.092	151.967	822.738	-860.092	1301.506	-271.570
	E1 au E2	1051.401	-85.047	447.489	302.736	-398.588	840.130	-187.680
	E3 au E5	852.798	108.819	221.248	139.052	-263.730	733.629	-173.459
	E6 au E8	486.427	-161.151	84.423	17.626	161.151	486.427	-133.031
	E9	/	/	/	/	/	/	/
$V_y=1.7$ (2)	RDC	1570.742	17.787	488.815	823.564	872.330	833.693	249.099
	E1 au E2	1363.945	-50.699	473.840	136.552	-293.203	1062.400	-118.455
	E3 au E5	1081.243	-48.909	263.387	40.036	127.089	980.207	-80.993
	E6 au E8	588.195	-96.136	111.023	31.231	-96.136	588.195	-54.759
	E9	138.886	-158.329	-11.546	43.243	-158.329	138.886	-76.007

$V_y=1.8$	RDC	1545.042	-1077.766	21.036	1088.779	1089.726	288.368	345.534
	E1 au E2	1114.834	16.302	410.927	429.919	432.329	649.376	204.778
	E3 au E5	897.998	37.075	363.365	244.343	252.353	555.623	170.439
	E6 au E8	561.404	-66.123	105.726	107.025	114.363	221.495	117.534
	E9	171.416	-51.321	5.792	80.824	89.435	31.011	44.982
$V_y=2.05$	RDC	2165.397	-1324.333	370.987	1367.564	1374.870	818.782	414.477
	E1 au E2	1818.035	50.363	737.758	656.330	666.936	1137.459	311.390
	E3 au E5	1460.080	86.899	621.586	373.571	393.774	943.123	259.303
	E6 au E8	868.641	83.003	241.573	175.513	195.087	434.032	184.670
	E9	248.601	-27.710	31.001	80.051	94.445	74.116	54.422

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

- **Voile sens XX :**

Tableau V.22 : ferrailage des voiles $V_x=0,8$.

Niveau	RDC	E1 au E2	E3 au E5	E6 au E8	E9
L (cm)	80	80	80	80	/
e (cm)	20	20	20	20	/
M (KN.m)	46.6526	-1.953	4.746	0.304	/
N (KN)	1118.128	802.237	637.753	346.180	/
V(KN)	204.173	-127.054	70.327	-55.41	/
τ_U (MPa)	1,985	1,235	0,684	0,539	/
A_v^{cal} /face (cm ²)	16,163	10,12	8,194	4,342	/
A_v^{min} (cm ²)	2,4	3,2	3,2	3,2	/
A_v adopté/face (cm ²)	16,58	11,12	8,42	5,53	/
N^{barres} /face	4HA20+ 2HA16	4HA16+ 2HA14	4HA14+ 2HA12	6HA12	/
S_t (cm)	15	15	15	15	/
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	2,48	1,54	0,85	0,85	/
A_H^{min} (cm ² /ml)	12,24	9,18	9,18	0,60	/
A_H adopté/face (cm ² /ml)	13,56	9,48	9,48	3,01	/
N^{barres} /face (cm ² /ml)	12HA12	12HA10	12HA10	6HA8	/
S_t (cm)	20	20	20	20	/

Tableau V.23 : ferrailage des voiles $V_x=1,7$.

Niveau	RDC	E1 au E2	E3 au E5	E6 au E8	E9
L (cm)	170	170	170	170	170
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	95.874	92.708	137.829	324.512	104.175
N (KN)	2417.701	2160.114	1712.152	936.707	104.430

V(KN)	-610.935	-338.485	-293.463	-115.157	-51.244
τ_U (MPa)	2,795	1,549	1,343	0,527	0,234
A_v^{cal} /face (cm ²)	32,336	29,046	24,442	5,244	0,546
A_v^{min} (cm ²)	6,8	6,8	6,8	5,1	5,1
A_v adopté/face (cm ²)	34,54	30,02	26,63	12,43	12,43
N^{barres} /face	11HA20	7HA20+ 4HA16	4HA20+ 7HA16	11HA12	7HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	2,48	1,90	1,68	0,66	0,29
A_H^{min} (cm ² /ml)	12,24	9,18	9,18	0,66	0,60
A_H adopté/face (cm ² /ml)	13,56	9,48	9,48	3,01	3,01
N^{barres} /face (cm ² /ml)	12HA12	12HA10	12HA10	6HA8	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

• Voile sens YY:

Tableau V.24 : ferrailage des voiles $V_y=1,7$ (1).

Niveau	RDC	E1 au E2	E3 au E5	E6 au E8	E9
L (cm)	170	170	170	170	/
e (cm)	20	20	20	20	/
M (KN.m)	-860.092	-85.047	108.819	-161.151	/
N (KN)	1301.506	1051.401	852.798	486.427	/
V(KN)	-271.570	-187.680	-173.459	-133.031	/
τ_U (MPa)	1,242	0,859	0,794	0,609	/
A_v^{cal} /face (cm ²)	29,092	15,019	13,060	8,207	/
A_v^{min} (cm ²)	5,10	6,8	6,8	5,10	/
A_v adopté/face (cm ²)	30,02	16,94	14,07	12,43	/
N^{barres} /face	7HA20+ 4HA14	11HA14	4HA14+ 7HA12	11HA12	/
S_t (cm)	15	15	15	15	/
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	1,55	1,07	0,99	0,76	/
A_H^{min} (cm ² /ml)	0,60	9,18	9,18	0,60	/
A_H adopté/face (cm ² /ml)	3,01	9,48	9,48	3,01	/
N^{barres} /face (cm ² /ml)	6HA8	12HA10	12HA10	6HA8	/
S_t (cm)	20	20	20	20	/

Tableau V.25 : ferrailage des voiles $V_y=1,7$ (2).

Niveau	RDC	E1 au E2	E3 au E5	E6 au E8	E9
L (cm)	170	170	170	170	170
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	17.787	-50.699	-48.909	-96.136	-158.329

N (KN)	1570.742	1363.945	1081.243	588.195	138.886
V(KN)	249.099	-118.455	-80.993	-54.759	-76.007
τ_U (MPa)	1,140	0,542	0,371	0,251	0,348
A_v^{cal} /face (cm ²)	20,027	18,168	14,80	9,473	4,211
A_v^{min} (cm ²)	6,80	6,80	6,80	6,80	5,10
A_v adopté/face (cm ²)	20,35	20,35	5,53	10,17	10,17
N^{barres} /face	2HA20+ 7HA16	2HA20+ 7HA16	2HA16+ 7HA14	9HA12	9HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	1,40	0,68	0,46	0,31	0,43
A_H^{min} (cm ² /ml)	12,24	9,18	9,18	9,18	0,60
A_H adopté/face (cm ² /ml)	13,56	9,48	9,48	9,48	3,01
N^{barres} /face (cm ² /ml)	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.26 : ferrailage des voiles $V_y=1,8$.

Niveau	RDC	E1 au E2	E3 au E5	E6 au E8	E9
L (cm)	180	180	180	180	180
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	-1077.766	16.302	37.075	-66.123	-51.321
N (KN)	1545.042	1114.834	897.998	561.404	171.416
V(KN)	345.534	204.778	170.439	117.534	44.982
τ_U (MPa)	1,493	0,885	0,736	0,508	0,194
A_v^{cal} /face (cm ²)	34,445	14,275	11,997	8,395	9,999
A_v^{min} (cm ²)	5,40	7,20	7,20	7,20	5,40
A_v adopté/face (cm ²)	34,54	16,94	12,43	12,43	12,43
N^{barres} /face	11HA20	11HA14	11HA12	11HA12	11HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	1,87	1,06	0,92	0,63	0,63
A_H^{min} (cm ² /ml)	0,60	9,18	9,18	9,18	0,60
A_H adopté/face (cm ² /ml)	3,01	9,48	9,48	9,48	3,01
N^{barres} /face (cm ² /ml)	6HA8	12HA10	12HA10	12HA10	6HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

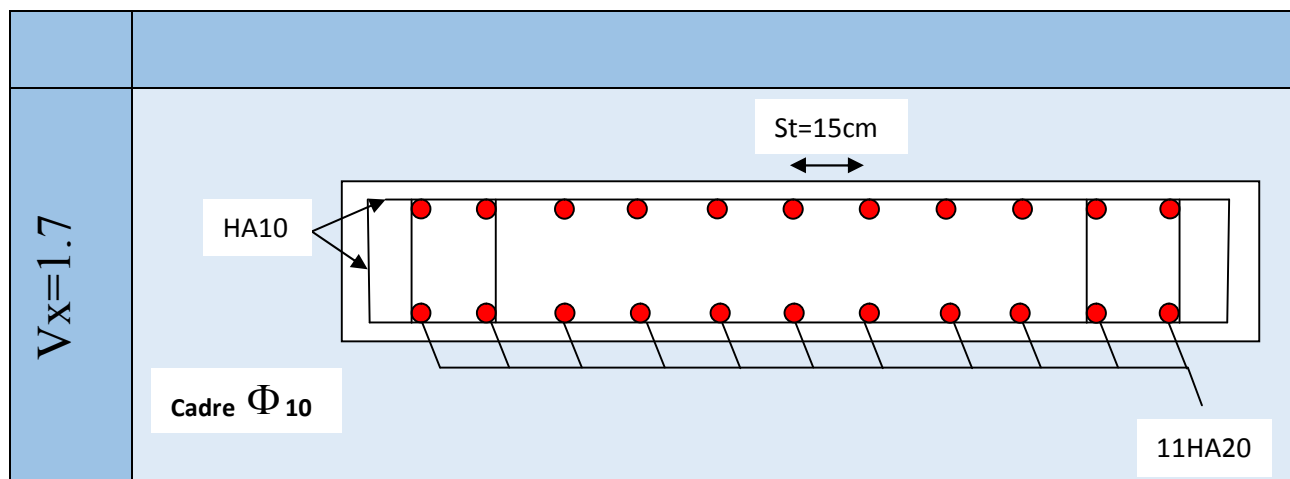
Tableau V.27 : ferrailage des voiles $V_y=2,05$.

Niveau	RDC	E1 au E2	E3 au E5	E6 au E8	E9
L (cm)	205	205	205	205	205
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	-1324.333	50.363	86.899	83.003	-27.710
N (KN)	2165.397	1818.035	1460.080	868.641	100.797

V(KN)	414.477	311.390	259.303	184.670	54.422
τ_U (MPa)	1,573	1,181	0,984	0,701	0,206
A_v^{cal} /face (cm ²)	42,718	23,647	19,841	12,376	1,767
A_v^{min} (cm ²)	6,15	8,20	8,20	8,20	8,20
A_v adopté/face (cm ²)	43,96	25,32	21,56	15,82	15,82
N^{barres} /face	14HA20	8HA16+ 6HA14	14HA14	14HA12	14HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	1,97	1,37	1,23	0,88	0,26
A_H^{min} (cm ² /ml)	0,60	0,60	9,18	9,18	9,18
A_H adopté/face (cm ² /ml)	3,01	3,01	9,48	9,48	9,48
N^{barres} /face (cm ² /ml)	6HA8	6HA8	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.4.3. Exemples de schéma de ferrailage

Tableau V.26 : schéma de ferrailage de voile Vx1.



V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.1. Choix de type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($B \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu à partir de notre modèle. $N_{sup} = 2435.436$ KN.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2435.436 + 25.31 = 2460.746 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

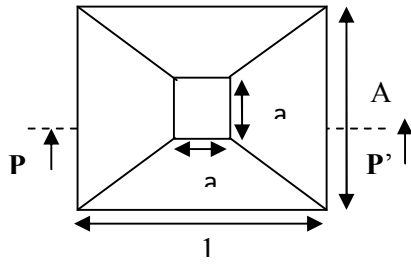


Figure VI.1 :Vue en plan de la semelle.

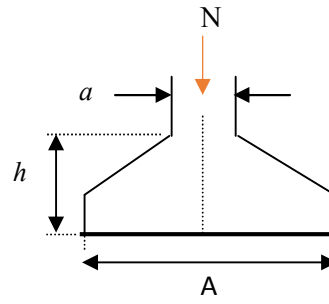


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

$$\sigma_{\max} = 163.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors : } A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.460746}{0.095}} = 5.08 \text{ m}$$

On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicité formé de scinque poteaux.

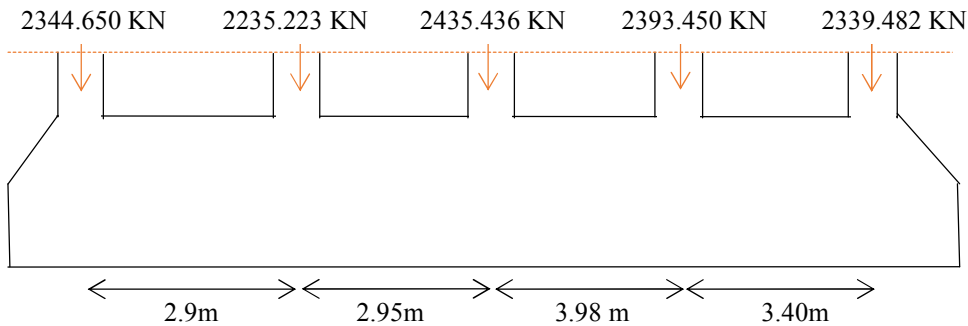


Figure VI.3 :Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 2344.650 \text{ KN}$, $N_2 = 2235.223 \text{ KN}$, $N_3 = 2435.436 \text{ KN}$, $N_4 = 2393.450 \text{ KN}$

$N_5 = 2339.482 \text{ KN}$.

$$\sum N_i = 11748.241 \text{ KN}.$$

$$N_s = 5 \times (25 \times 0.6 \times 0.65 \times 3.05) + (25 \times 0.45 \times 1.5 \times 14.73) = 397.256 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 12145.497 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{12145.497}{95 \times 14.73} = 8.68 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

VI.3.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.3.3.1. Pré dimensionnement

A. La condition de coffrage

$L_{max} = 6.70m$: la plus grande portée entre axe.

➤ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{670}{10} \Rightarrow h_t \geq 67cm; \text{ Soit } h_t = 70cm \dots\dots\dots(a)$$

➤ **Dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{670}{20} \Rightarrow h_r \geq 33.5cm; \text{ On prend } h_r = 35cm .$$

B. Vérification de condition de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{array} \right.$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.2164 \times 10^4 MPa$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 107cm \dots\dots\dots(b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 110 \text{ cm}$.

✓ La hauteur du radier $h_r = 35$ cm.

• **La surface du radier**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{37920,67}{95}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 399.16m^2 = 400m^2$$

Il y a un débord

P : le poids propre de radier, $P=25*0.4*264.84=2648.418$ KN

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 40569.07 / 133 = 350.03m^2, \text{on prend: } S_{rad} = 400m^2$$

p: le périmètre de la structure ; On prend: $p=42.73m$

D : Débord

$$D = S_{débord}/p = S_{rad} - S_{bat}/p = 400 - 350.03 / 42.73 = 1.16m, \text{Donc: } D = 120cm$$

VI.3.3.2. les Vérifications nécessaires

A. Vérification au poinçonnement

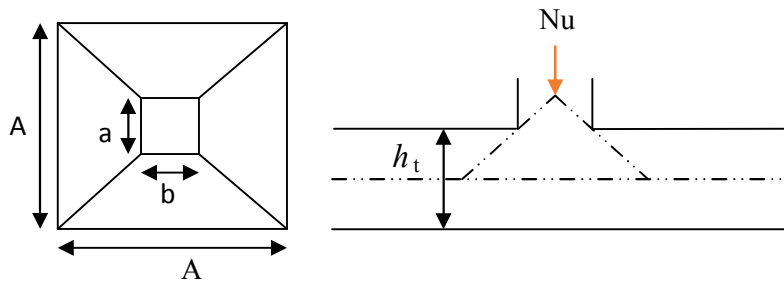


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93**(article A.5.2.4.2) N_U : L'effort normal

max à l'ELU sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.65 + 1.1 = 1.75m \\ B = b + h_t = 0.6 + 1.1 = 1.70m \end{cases}$$

On trouve $U_c = 6.9$ m

$$N_U = 2.435 MN > 0.045 \times 6.9 \times 1.1 \times \frac{25}{1.5}$$

$$\Rightarrow N_U = 2.435 MN > 5.692 MN.$$

Cette condition est vérifiée $h_t = 110$ cm.

B. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 \times h_t = 0.99 \text{ m}$.

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{51999,864 \times 6.7}{2 \times 400} = 435.5 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{657.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.99} = 0.664 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

$$d \geq \frac{435 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.07 \times 1 \times 25} = 0.37 \text{ m}$$

A partir des trois condition on opte pour :

$$h_t = 110 \text{ cm} \quad h_r = 40 \text{ cm}$$

C. Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec $\sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

$$I_y = 3455.698 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 10.35 \text{ m}.$$

$$I_x = 10186.364 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 7.05 \text{ m}.$$

Avec :

σ_{\max} et σ_{\min} : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N_U : Effort normal dû aux charges verticales.

M_y et M_x : Moment sismique à la base.

✓ **Sens Y-Y :**

$$N = 37920,67 \text{ KN} \text{ et } M_x = 39074,585 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.055 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.114 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0.095 \text{ MPa}$$

✓ **Sens X-X :**

$$N = 37920,67 \text{ KN et } M_y = 37205,089 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.170 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.132 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0.095 \text{ MPa}$$

Donc cette condition n'est pas vérifiée dans les deux sens. Alors on opte pour un renforcement du sol par la méthode des colonnes ballastées.

VI.4.Colonnes ballastées :

VI.4.1.Définition :

Les colonnes ballastées sont constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

VI.4.2.OBJECTIF DU TRAITEMENT :

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage» de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainants ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

VI.4.3.Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

f De l'outil utilisé et son adéquation au terrain rencontré.

f Des caractéristiques des terrains rencontrés (le diamètre peut varier sur la hauteur de la colonne en fonction des résistances des couches traitées.).

f De l'énergie totale dépensée.

Le diamètre de la colonne par voie humide est plus important que par voie sèche (les diamètres usuels par voie humide varient de 80 à 120 cm alors que par voie sèche ils sont compris entre 50 et 80 cm).

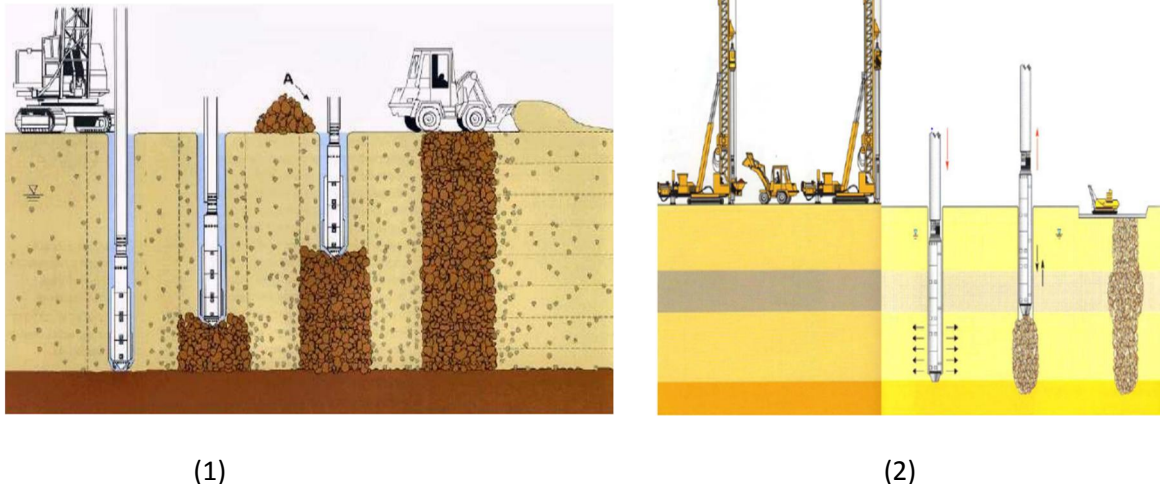


Figure VI.5 Schéma de réalisation des colonnes ballastées (1) par voie humide (2) par voie sèche

VI .4.4.Donnée sur le renforcement :

Maille de $1.6 \times 1.6 \text{ m}^2$,

$$A = 2.56$$

$$A_c = \frac{0.8^2 \times 3.14}{4} \cong 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma_0 = 1.33 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 0.95 \text{ bar}$$

$$\beta = \frac{1.33}{0.95} = 1.4$$

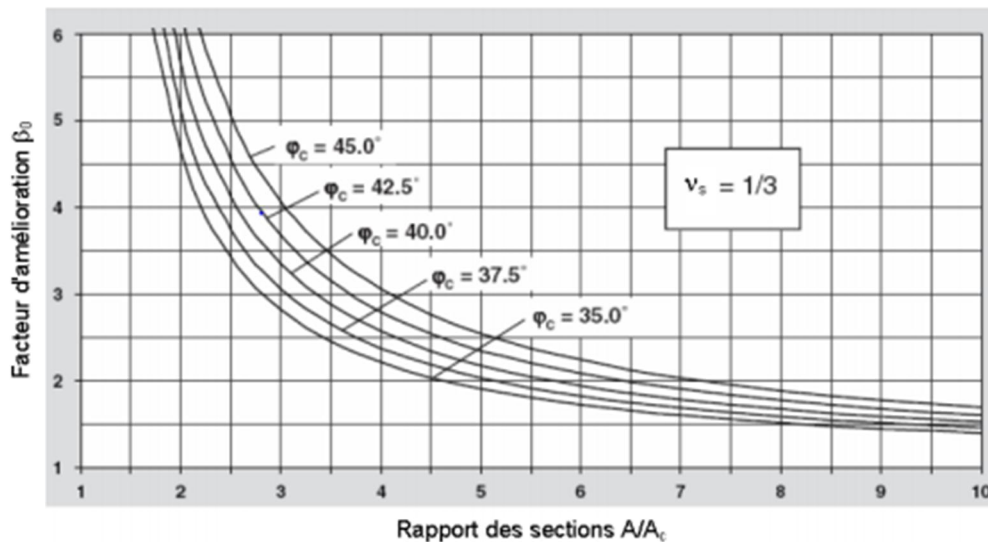


Figure VI.6 définition du facteur d'amélioration de base β_0 (Pribe 1995)

$$\frac{A}{A_c} = 5.12 \quad \text{et} \quad \phi_c = 1.8$$

$$K_{ac} = \text{tg}^2 \left(\frac{3.14}{4} - \frac{1.8}{2} \right) = 0.27$$

$$\left(\frac{A_c}{A} \right)_1 = \left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \right] \pm \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2) + 5}{(4K_{ac} - 1)} \right]^2 + \frac{16K_{ac}(\beta_0 - 1)}{(4K_{ac} - 1)}}$$

$$A = 180 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{A_c} = 5.12 \longrightarrow A_c = \frac{180}{5.12} = 35.156 \text{ m}^2 \quad A_c : \text{la section de toute les colonnes}$$

$$n = \frac{A_c}{a_c} + H = \frac{35.156}{0.5} + 31.62 = 101.93 = 102 \text{ colonnes}$$

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = 1.8$$

$\sigma_c = \eta \times \sigma_s = 1.71 \text{ bars}$, $\sigma_c < 8 \text{ bars}$ d'après le DTU.13.2 la condition est vérifiée

Vérification de l'équilibre des efforts :

$$\sigma_0.A = \sigma_c .A_c + \sigma_s (A - A_c)$$

$$\sigma_0 . A = 1.33 \cdot 102 = 135.66 \text{ tonnes}$$

$$\sigma_c . A_c + \sigma_s (A - A_c) = 1.71 \times 35.156 + 0.95 \times (102 - 35.156) = 124.31 \text{ tonnes}$$

Les deux valeurs sont proches ce qui veut dire que la condition est vérifiée.

Alor on opte pour cette méthode est $\sigma_0 = 1.33 \text{ bar}$.

Les Contraintes dans le sol

✓ Sens Y-Y :

$$\sigma_{moy} = 0.114 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.133 \text{ MPa}$$

✓ Sens X-X :

$$\sigma_{moy} = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.133 \text{ MPa}$$

Donc cette condition est vérifiée dans les deux sens.

D. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Sens X-X :

$$e = \frac{39074,585}{37920,67} = 1.03 \text{ m} < \frac{13.23}{4} = 3.307 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Sens Y-Y :

$$e = \frac{37205,089}{37920,67} = 0.981 \text{ m} < \frac{21.56}{4} = 5.39 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

E. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

$$N = 37205,089 \text{ KN}$$

$H = 3.5\text{m}$, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 400\text{m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10\text{KN} / \text{m}^3$ (poids volumique de l'eau).

On trouve : $N \geq 21000\text{KN}$Condition vérifiée.

VI.5. Ferrailage du radier

VI.5.1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

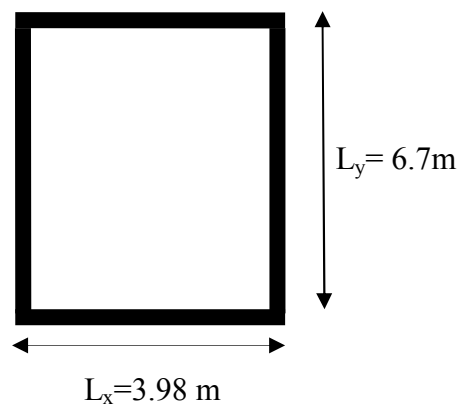


Figure VI.7 : Dalle sur quatre appuis

• **Calcul des sollicitations**

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1.35 * G_0 = \frac{51999,864}{400} + 1.35 * (25 * 0.40 + 19) = 169.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

G_0 : le poids propre du radier et le remblai.

$$Q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{37920,67}{400} + (25 * 0.40 + 19) = 123.80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **A L'ELU**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.98 - 0.6}{6.7 - 0.65} = \frac{3.38}{6.05} = 0.55 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens .}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0894 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x * L_x^2 * Q_U = 172.76 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 43.19 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_x^t = 0.75 * M_0^x = 129.57 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5 M_0^x = 86.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.75 * M_0^y = 33.39 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_0^y = 21.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.75 * M_0^y = 33.39 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_0^y = 21.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.75 * M_0^y = 33.39 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 M_0^y = 21.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.40) \text{ m}^2$.

• **Condition de non fragilité :**

✓ En travée :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min}^x = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * h_r}{2}$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 * h_r * e$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE400

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3.92 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 3.84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ En appuis : $A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

Tableau VI.1 : ferrailage de la dalle du radier.

Sens	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée (X-X)	129.57	10.42	3.92	7HA14=10.78	15
Travée (Y-Y)	33.39	2.54	3.84	6HA12=6.79	20
Appui	86.38	6.87	4.46	6HA12 = 6.79	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 6.79 > 2.695 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 260.48 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 45.42 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 260.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{260.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} \Rightarrow \tau_u = 0.704 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

➤ **A L'ELS**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.55 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0936 \\ \mu_y = 0.4150 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 132.38 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 54.93 \text{ KN.m}$

- **En travée**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 99.28 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 41.19 \text{ KN.m}$

- **En appui**

$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 66.19 \text{ KN.m}$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta * f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$.

avec $\eta = 1.6$ acier HA

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	99.28	10.78	9.44	150860.9	6.21	272.06	Non vérifiée
y-y	M _t	41.19	6.79	7.72	102654.5	3.09	176.27	vérifiée
	M _a	66.19	6.79	7.72	102654.5	4.97	283.17	Non vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans les deux sens n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de **BAEL** (Chapitre E.III.3.a)

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3});$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

Tableau VI.3 : ferrailage de la dalle du radier à l'ELS.

Sens	M _{ser} (KNm)	λ	φ (°)	α	σ _{bc} (MPa)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée x-x	99.28	1.11	31.23	0.293	5.570	14.97	3.92	8HA16=16.08	14
Appuis	66.19	1.07	25.38	0.240	4.244	9.34	4.46	8HA14=12.32	14

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 12.32 > 4.02$ c'est vérifié

- **Vérification des contraintes**

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
x-x	M _t	77.64	16.08	11.1	207381.5	5.345	185.54	Vérifiée
	M _a	51.76	12.32	9.99	168052.4	3.935	159.57	Vérifiée

- **Schéma de ferrailage**

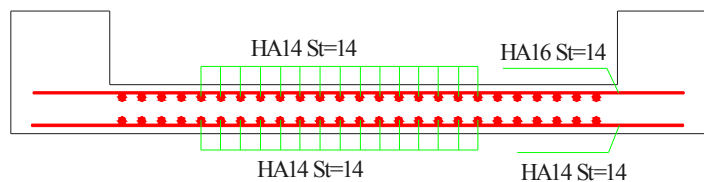


Figure VI.8 : schéma de ferrailage du radier (coupe 1-1)

B) Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

1) Calcul des sollicitations:

$Q_u=169.15\text{KN}$, $Q_s=123.80\text{KN}$, $D = l = 120\text{cm}$.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 121.788\text{KNm}$$

2) Calcul du ferrailage :

➤ **Armatures principales :**

$$A_t = M_x / \sigma_{st} * Z$$

En tenant en compte la continuité des panneaux, les moments seront réduits, ainsi :

- **En travée :** $M_{tx} = 0.85M_u = 103.52\text{KN.m}$

- **En appui :** $M_{ax} = 0.4M_u = 48.71\text{KN.m}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{sec} = A/4 = 7.02/4 = 1.75\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 5.79\text{cm}$$

➤ **Espacement (St):**

$$St \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 20c$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 169.15 \times 1.2 = 202.98\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.147\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \text{Est vérifié par d'armatures transversales.}$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

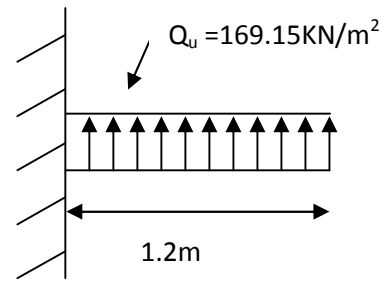


Figure.VI.9 : Schéma statique du débord.

Tableau VI.5: Résumé des résultats.

	M_u (KNm)	$A_{calculé}(C)$ (m ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	103.52	7.02	5.79	5T14=7.70	3.82	198.70	15	201.63
Appui	48.71	1.75	5.79	5T14=7.70	2.40	183.70	15	201.63

VI.5.2.Calcul des nervures

VI.5.2.1.Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à $\rho = 0.55 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$P_u = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$P_u = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$q_u = 169.15 KN / m^2$ $q_s = 123.80 KN / m^2$

• **Moments aux appuis**

$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$ Avec :

Les longueurs fictives : $l' = [l$ (travée de rive) ; $0.8 \times l$ (travée intermédiaire)]

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$

• **Moment en travée**

$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d(\frac{x}{L})$; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(L - x)$; $x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$;

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (X-X)**

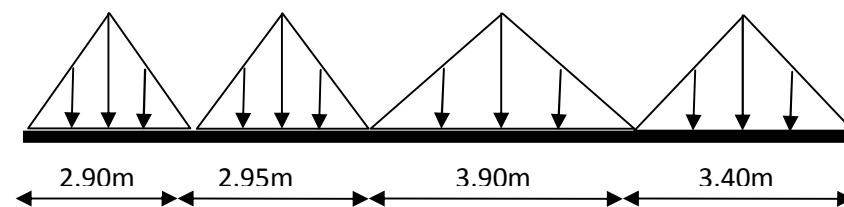


Figure.VI.10.Charges transmises aux nervures longitudinales.

Tableau VI.6. Charges transmises aux nervures longitudinales.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P_s (KN/m)	P_u (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_i (KN.m)
					M_g	M_d		
A-B	2.90	2.90	239.34	327.02	-51,567	-276,186	1.21	189,076
B-C	2.95	2.36	243.47	332.66	-276,186	-380,626	1.37	35,35
C-D	3.90	3.12	321.88	439.79	-380,626	-512,922	1.87	390,685
D-E	3.40	3.40	280.61	383.40	-512,922	-83,102	2.03	276,843

- Sens transversal (Y-Y)

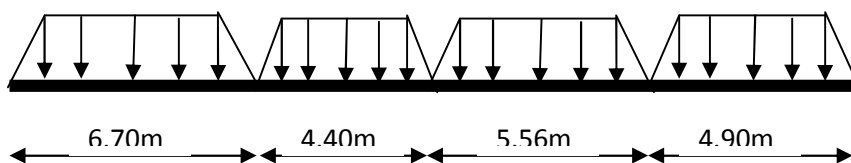


Figure.VI.11. Charges transmises aux nervures transversales

Tableau VI.7. Charges transmises aux nervures transversales

Travée	l_y (m)	l'_y (m)	ρ_g	ρ_d	P_s (KN/m)	P_u (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_i (KN.m)
							M_g	M_d		
A-B	6.7	6.7	0.43	0.58	390.08	532.98	-448,603	-2167.558	2.89	1744.354
B-C	4.4	3.52	0.67	0.88	338.04	461.88	-2167.558	-1050.508	2.59	-315,142
C-D	5.56	4.49	0.70	0.70	358.90	490.37	-1050.508	-1230.371	2.71	755.515
D-E	4.9	4.9	0.79	0.79	339.72	464.17	-1230,371	-208,964	2.90	720,228

VI.5.2.2.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section en T é en flexion simple.

$h=1.1\text{m}$; $h_0=40\text{cm}$; $b_0=60\text{cm}$; $d=1.05\text{m}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{670}{10}; \frac{398}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(67; 199)$$

Soit : $b_1 = 67\text{cm}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 194\text{cm}$

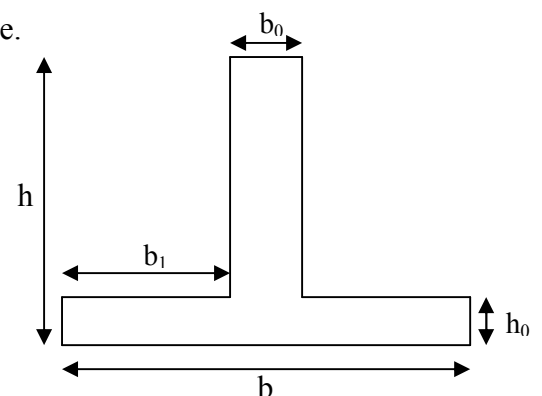


Figure.VI.12: Section à ferrailler

Tableau VI.8 : ferrailage des nervures.

Sens	localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	390.685	10.76	24.59	5HA16+5HA20=25.76
	appuis	512.922	14.16	24.59	5HA14+4HA25=27.34
Y-Y	Travée	1783.217	50.35	24.59	6HA20+4HA32=51.00
	appuis	2077.187	61.63	24.59	6HA25+6HA32=77.7

-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 891.513KN.$$

$$V_y = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1528.923KN$$

$$V_{\max} = \max(V_x; V_y) \Rightarrow V_{\max} = 1528.923KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.75MPa < 2.5MPa.$$

- Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(31.43; 60; 16) = 16mm \text{ Soit } \phi_t = 10mm$$

- Espacement des aciers transversaux

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(27.5; 12; 20) = 12cm$$

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

- Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.64MPa.$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa$$

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	285,94	18.55	3300574	1.607	112.33	vérifiée
	M _a	375,406	19.06	3476633	2.058	139.19	vérifiée
y-y	M _t	1304.99	25.10	5906357.9	5.54	264.79	Non vérifiée
	M _a	1520.26	30.01	8301935.7	5.49	205.96	Non vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \sigma_s^-$ n'est pas vérifiée. Donc, faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armature travaillant aux maximum possible, ci à dire à la contraint limite de service σ_s^-

Tableau VI.10 : résumé des résultats de ferrailage a l'ELS de la nervure.

Sens Y-Y	M _{ser} (KN m)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)
Travée	1304.99	1.09	28.51	0.26	4.921	66.61	3.92	6HA25+6HA32=77.70
Appuis	1520.26	1.10	29.91	0.27	5.199	73.27	4.46	4HA25+8HA32=83.96

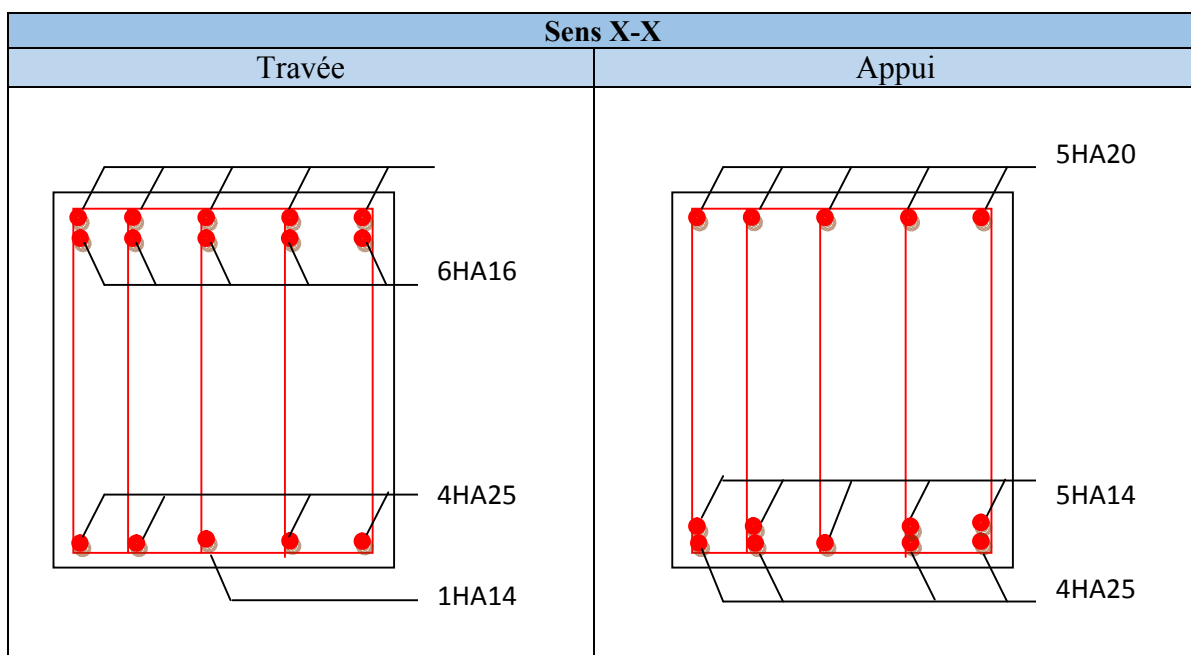
Tableau VI.11 : vérification des contraintes :

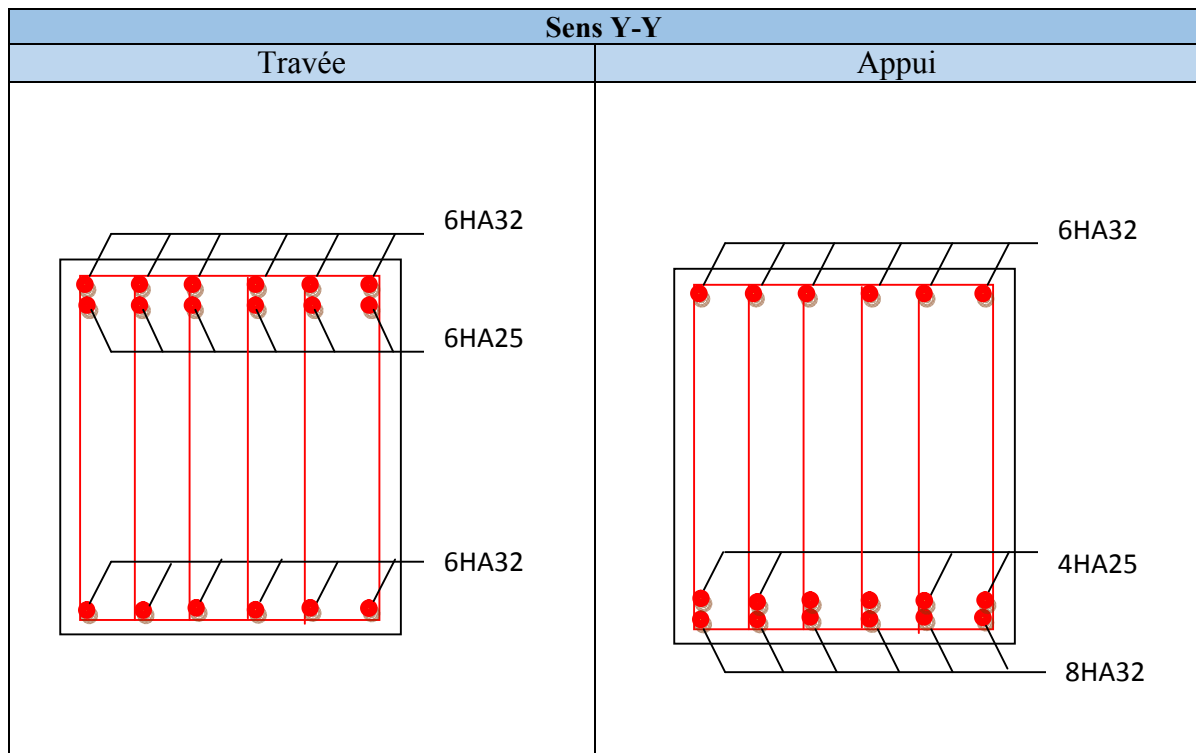
Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
y-y	M _t	1304.99	30.01	8301935.7	4.71	176.80	vérifiée
	M _a	1520.26	30.99	8822599	5.34	191.26	vérifiée

VI.5.2.3. Schéma de ferrailage des nervures

Le tableau suivant nous montre le schéma de ferrailage des nervures

Tableau VI.12 : Schémas de ferrillages des nervures.





Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus au moins résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation avec le logiciel **SAP 2000 V14** nous a permis d'apprendre beaucoup de choses à savoir :
 - Le comportement et le mouvement de la structure.
 - Pour avoir la période adéquate dans une structure contreventée par des voiles, et si on ne peut pas rajouter de voiles on augmente l'épaisseur des voiles ou /et les poteaux.
 - Il faut choisir une bonne disposition des voiles afin d'avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventements de la structure (interaction) et limiter les effets de la torsion
- ✚ Ce travail nous a incité à ce documenter d'avantage pour paraître à toute difficulté rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.
- ✚ L'étude de sol et ses caractéristiques qui permettent de calculer les éléments de l'infrastructure et de choisir le type de fondation qui convient afin d'assurer la stabilité de la structure et sa résistance.
- ✚ La réponse d'un bâtiment dépend essentiellement de la nature du sol, de l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre, de la nature de sol, la rigidité, la masse et la souplesse de la structure.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99 et DTU associés** (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris Jean-Pierre Mouglin, BETON armé.
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).
- **Calcul des ouvrages en béton armé**, (M. Belazougui 4^{eme} édition OPU, 2007).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000/Version 14.2.2
- SOCOTEC.
- Autocade 2009/2014.

$\frac{L_x}{L_y}$	ELU = 0		ELS = 0.2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(En cm²)

	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 3

=0.85

	$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
<i>Valeurs de M₁</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M₂</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027